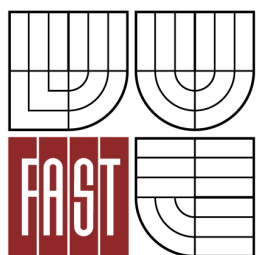




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV STAVEBNÍHO ZKUŠEBNICTVÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF BUILDING TESTING

KOMPLEXNÍ DIAGNOSTIKA KONSTRUKCE BYTOVÉHO DOMU PŘED REKONSTRUKCÍ

THE COMPLEX DIAGNOSTICS OF APARTMENT BUILDING CONSTRUCTION BEFORE
RECONSTRUCTION

DIPLOMOVÁ PRÁCE

MASTER'S THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Bc. TOMÁŠ KOCICH

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

prof. Ing. LEONARD HOBST, CSc.

BRNO 2012



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	N3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3607T009 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav stavebního zkušebnictví

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Diplomant	Bc. Tomáš Kocich
Název	Komplexní diagnostika konstrukce bytového domu před rekonstrukcí
Vedoucí diplomové práce	prof. Ing. Leonard Hobst, CSc.
Datum zadání diplomové práce	31. 3. 2011
Datum odevzdání diplomové práce	13. 1. 2012
V Brně dne 31. 3. 2011	

.....
prof. Ing. Leonard Hobst, CSc.
Vedoucí ústavu

.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc.
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

- dostupná výkresová dokumentace bytového domu
- Jílek, A., Novák, V.: Betonové stavitelství I, SNTL, Praha 1986
- Schmid, P. a kol.: Základy zkušebnictví, FAST VUT v Brně, 2000
- Kopec, B. a kol.: Nedestruktivní zkoušení, CERM, Brno 2008
- Pume, D., Čermák, F. a kol.: Průzkumy a opravy stavebních konstrukcí, ARCH, Praha 1993

Zásady pro vypracování

- pasportizace bytového domu
- stanovení systému nosné soustavy konstrukce
- kontrola stavu stavebního materiálu budovy
- zjištění a popsání vad a případných poruch konstrukce
- posouzení únosnosti konstrukce
- vyřešení statických problémů, spojených s plánovanou rekonstrukcí objektu

Předepsané přílohy

Licenční smlouva o zveřejňování vysokoškolských kvalifikačních prací

.....
prof. Ing. Leonard Hobst, CSc.
Vedoucí diplomové práce

Abstrakt

Tato práce se zabývá diagnostikou obytného domu z konce dvacátých let minulého století pro potřeby rekonstrukce. V teoretické části práce jsou obecně uvedeny metody používané při diagnostice stavebních konstrukcí. Podrobněji jsou v této části popsány metody, které byly použity při průzkumu objektu. Praktická část se následně zabývá samotnou diagnostikou objektu. V první části je popsána dispozice vily, její stavebně-konstrukční řešení, její vady a poruchy zjištěné při prohlídce objektu. Další část se zabývá zhodnocením aktuálního stavu materiálů konstrukce. V závěru práce byly vypracovány statické posudky vybraných částí konstrukce objektu.

Klíčová slova

Diagnostika objektu, nedestruktivní metody zkoušení, schmidtův tvrdoměr, ultrazvukové metody, radiometrie, radiografie, elektromagnetické indikátory, jádrové vývrty, odtrhové metody, endoskopy

Abstract

This thesis deals with the diagnosis of a residential building from the late nineteen twenties for the needs of reconstruction. The methods generally used in the diagnosis of structures are briefly described in the theoretical part. More deeply this section describes the methods that were used during this particular research. The practical part deals with the diagnosis of the object itself. The first section describes the layout of the villa, its design solution, its faults and defects detected during the inspection. The next section deals with evaluating the current state of construction materials. Static reports of several structural parts were calculated in the last section.

Keywords

Diagnosis of the building, non-destructive testing methods, Schmidt hardness tester, ultrasonic methods, radiometry, radiography, electromagnetic indicators, core boring, pull-off methods, endoscopes

Bibliografická citace VŠKP

KOCICH, Tomáš. *Komplexní diagnostika konstrukce bytového domu před rekonstrukcí*. Brno, 2011. 64 s., 52 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavebního zkušebnictví. Vedoucí práce prof. Ing. Leonard Hobst, CSc..

Poděkování

Rád bych touto cestou poděkoval vedoucímu mé bakalářské práce prof. Ing. Leonardu Hobstovi, CSc. za pomoc při zpracování této mé závěrečné práce. Mnohokrát děkuji za vstřícné jednání, ochotu, trpělivost a věcné rady, bez kterých bych nemohl dokončit tuto pro mne zajímavou práci. V neposlední řadě děkuji svým rodičům za všestrannou podporu při studiu.

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracoval(a) samostatně, a že jsem uvedl(a) všechny použité, informační zdroje.

V Brně dne 13.1.2012

.....

Obsah

1	Úvod.....	10
2	Metody používané při diagnostice stavebních konstrukcí.....	11
2.1	Obecné rozdělení zkušebních metod.....	11
2.2	Tvrdoměrné metody	12
2.2.1	Schmidtovy tvrdoměry	13
2.2.2	Metoda špičákového tvrdoměru.....	16
2.3	Elektroakustické nedestruktivní metody	16
2.3.1	Ultrazvuková impulsní metoda.....	16
2.3.2	Metoda impact-echo	18
2.3.3	Metoda tlumeného rázu	18
2.3.4	Metoda akustické emise.....	18
2.3.5	Rezonanční metoda.....	19
2.3.6	Vibrační metoda příčného kmitání	19
2.3.7	Metoda fázových rychlostí.....	19
2.3.8	Metoda mechanické impedance.....	19
2.4	Elektromagnetické metody.....	19
2.5	Metody radiační defektoskopie	21
2.5.1	Radiometrické metody	21
2.5.2	Radiografické metody	23
2.6	Metoda jádrových vývrtů	25
2.6.1	Vyhodnocení zkoušky.....	26
2.6.2	Výpočet charakteristické pevnosti podle normy ČSN ISO 13822 ^[4]	27
2.6.3	Výpočet charakteristické pevnosti podle normy ČSN EN 13791 ^[7]	29
2.7	Metoda lokálního porušení upravenou příklepovou vrtačkou	31

2.8	Trvanlivostní metody	32
2.8.1	Metoda měření propustnosti struktury materiálu.....	32
2.8.2	Zkouška mrazuvzdornosti.....	32
2.8.3	Zkouška chemické odolnosti betonu.....	33
2.8.4	Zkouška nasákavosti betonu	33
2.8.5	Zkouška vzlínivosti betonu	33
2.8.6	Zkouška sorbčních vlastností betonu	33
2.8.7	Zkouška průsaku tlakovou vodou	33
2.9	Odrhové zkoušky	33
2.10	Metoda plochých lisů	34
2.11	Ednoskopická vizuální metoda.....	35
3	Praktická část	36
3.1	Umístění objektu	37
3.2	Historie objektu	38
3.3	Obecný popis objektu.....	39
3.4	Technický popis objektu	40
3.4.1	Suterén	40
3.4.2	První nadzemní podlaží	41
3.4.3	Druhé nadzemní podlaží	42
3.5	Průzkum objektu	44
3.5.1	Suterén	44
3.5.2	První nadzemní podlaží	47
3.5.3	Druhé nadzemní podlaží	50
3.6	Zdivo	52
3.6.1	Cihly.....	52
3.6.2	Malta	53
3.7	Beton	54

3.7.1	Metoda Schmidtova tvrdoměru	54
3.7.2	Jádrové vývrty.....	55
3.7.3	Betonářská výztuž.....	60
3.8	Statické posouzení.....	61
3.8.1	Železobetonový žebrový strop.....	61
3.8.2	Návrh průvlaku pro stavební úpravu	61
4	Závěr	63
5	seznam použitých zdrojů	64

1 ÚVOD

V minulosti bylo postaveno mnoho objektů, které už nevyhovují dnešní době nebo se blíží ke konci provozuschopnosti. Mnoho těchto objektů je škoda se zbavit demolicí z důvodů architektonických či ekonomických, a proto jsou tyto objekty rekonstruovány nebo sanovány v případě poškození konstrukce. Diagnostika stavebních konstrukcí je ve stavitelství velice důležitý obor, jelikož poskytuje statikům nutné informace pro tyto rekonstrukce či sanace. Dalším nezanedbatelným přínosem této disciplíny je její spjatost s výzkumem a vývojem nejen nových konstrukcí, ale také nových zkušebních metod či materiálů.

Pro potřeby diagnostiky bylo vyvinuto mnoho metod a zkušebních postupů. Teoretická část této diplomové práce se zabývá výčtem těch nejznámějších a nejdůležitějších z nich. Některé metody v této práci zmíněné jsou popsány více z důvodů vysvětlení postupů používaných v následujících částech této práce

Praktická část diplomové práce se zabývá diagnostikou konstrukce bytového domu pro potřeby rekonstrukce. Cílem této práce bylo komplexní zhodnocení objektu z doby první republiky. Při zpracování bylo použito některých dobových pramenů, jako je výkresová dokumentace, statický výpočet apod. Některé z těchto dokumentů byly vloženy do příloh této práce. V praktické části práce byly určeny konstrukční systémy domu, byla provedena kontrola stavu materiálů a byly určeny jejich charakteristiky, také byly určeny a popsány poruchy a vady konstrukce.

Na závěr této práce bylo provedeno statické posouzení vybraného prvku konstrukce na základě získaných charakteristik a bylo navrženo řešení jiného statického problému spojeného s plánovanou rekonstrukcí objektu.

2 METODY POUŽÍVANÉ PŘI DIAGNOSTICE STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ

2.1 Obecné rozdělení zkušebních metod

Při diagnostice stavebních konstrukcí je využíváno široké spektrum zkušebních metod a postupů. Tyto metody lze rozdělit do několika skupin podle různých hledisek, jako například podle fyzikálního principu metody, podle typu zkoušeného materiálu nebo podle stupně poškození konstrukce. Dle posledního kritéria se dělí metody do tří kategorií:

- **nedestruktivní** – při těchto metodách nedochází k přímému zásahu do konstrukce, pouze u některých metod může být požadováno upravení zkoušeného povrchu například obroušením. Při tomto zkoušení není jakýmkoliv způsobem ovlivněná statická funkce zkoušeného prvku konstrukce
- **semidestruktivní** – metody, u kterých dochází k zásahu do konstrukce, tento zásah, je minimální, např. odběr jádrového vývrtu. Je nutno pečlivě volit místo semidestruktivní zkoušky tak, aby nebyla v žádném případě ovlivněna statická funkce konstrukce. Po provedení zkoušky by měly být tyto zkušební místa náležitě zapraveny.
- **destruktivní** – při těchto metodách dochází většinou k destrukci prvku či jeho nevratnému poškození. Tyto zkoušky probíhají většinou v laboratořích při zkoušení pevnostních charakteristik vzorků. Při zkoušení prvků konstrukce touto metodou musí být po provedení zkoušky tento prvek odstraněn a nahrazen zcela novým, který plně zastoupí jeho statickou funkci.

Největší uplatnění při diagnostice stavebních konstrukcí mají nedestruktivní a semidestruktivní metody, které při vhodném výběru a případné kombinaci dávají poměrně přesnou představu o stavu konstrukce a jejích materiálových charakteristikách. Destruktivních metod celých prvků konstrukce se používá pouze ojediněle, jedná se především o zatěžovací zkoušky prováděné do mezních stavů. Jejich využití je především v laboratorním prostředí při ověřování únosnosti těchto prvků konstrukce a zkoušení nových typů konstrukcí.

Další kapitoly se budou zabývat především metodami k hodnocení betonových a zděných prvků.

2.2 Tvrdoměrné metody

Definice: Tvrdost je určena odporem zkoušeného materiálu proti tvárné (plastické) deformaci materiálu^[2]

Tvrdoměrné metody jsou založeny na základě měření tvrdosti povrchu zkoušeného materiálu. Tvrdost není přesně definovanou fyzikální veličinou. V historii bylo vyvinuto množství metod, jak měřit tvrdost, každá z těchto metod dává různé hodnoty tvrdosti a neexistuje jednotná stupnice, podle které by šlo tvrdost hodnotit.^[2]

U stavební diagnostiky většinou není pro samotné měření důležitá tvrdost materiálu, ale pomocí ní lze nepřímo určit jiné fyzikální vlastnosti, především pevnost. Závislost mezi tvrdostí a pevností nelze fyzikálně přímo odvodit, proto je nutné znát kalibrační vztahy, které byly určeny na základě měření na velkém souboru vzorků.^[2]

Rozlišujeme metody:

- **vrypové** – porovnávací metoda určování tvrdosti vrypem jednoho materiálu do druhého. Stupnice tvrdosti dle Mohse: 1. mastek, 2. sůl kamenná, 3. vápenec, 4. kazivec, 5. apatit, 6. živec, 7. křemen, 8. topas, 9. korund, 10. diamant.^[2]
- **vtiskové** – jedná se o metody, při kterých se nejčastěji určuje velikost vtisku vytvořeného ve zkušebním materiálu zatlačením předepsaného vnikajícího tělíska určenou silou zkušebního zařízení^[2]
 - tvrdost dle Brinella
 - tvrdost dle Janky
 - tvrdost dle Vickerse
 - tvrdost dle Rockwella
 - tvrdost měřená pružinovým tvrdoměrem dle Baumanna
 - tvrdost dle Waitzmanna
 - tvrdost kladívkem Poldi
- **vnikající** – metody jsou založené na vnikání tělesa větší tvrdosti do měkčího materiálu opakovanými rázy. Vychází se z hloubky vniku špičáku předepsaným počtem úderů nebo obráceně počet úderů potřebných na vnik špičáku do určité hloubky.^[2]
 - špičáková metoda Ing.J. Maška
 - špičáková metoda Prof. Cigánka

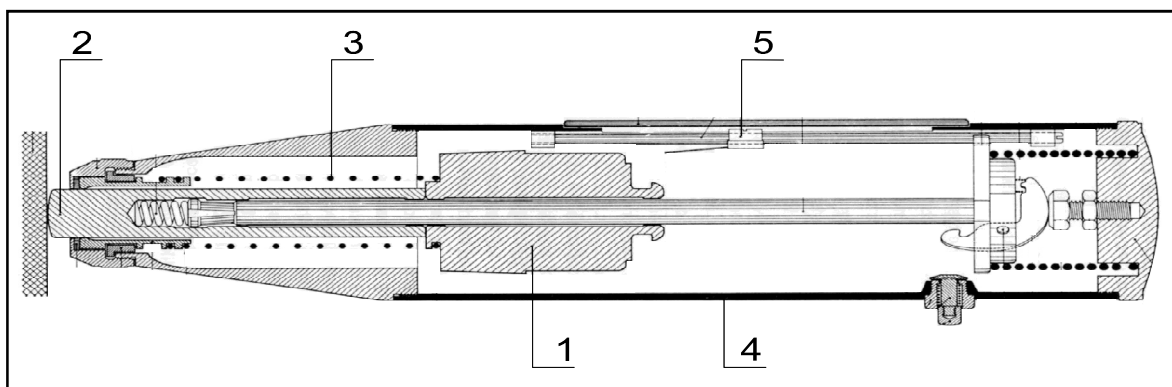
- špičákova metoda Baumannovým kladívkem
- elektromagnetický špičák
- **odrazové** – metody, při kterých se vychází ze zbytkové energie po pružném odrazu standardního tělesa vrženého proti povrchu předepsanou energií.
 - měření tvrdosti dle Shorea
 - měření Schmidtovými tvrdoměry

2.2.1 Schmidty tvrdoměry



Obr. 1.1 Schmidtův tvrdoměr typu N od firmy Proceq [10]

Schmidtův tvrdoměr nejčastěji používaný typ tvrdoměru pro diagnostiku materiálu konstrukcí. *Jedná se o pružinový typ tvrdoměru skládajícího se z razníku, beranu, pružin a vlečného ukazatele se stupnicí.* ^[2] Principem je, že stlačená pružina po uvolnění pošle beran předepsanou energií k razníku. Od toho se beran odrazí a na stupnici je zaznamenána hodnota odrazu, která závisí nejen na tvrdosti materiálu, ale také na směru zkoušení materiálu, jelikož gravitace buď zvyšuje nebo naopak snižuje hodnotu odrazu. ^[2]



Obr. 1.2 Schéma Schmidtova tvrdoměru [11]

(1. beran, 2. razník, 3. pružina, 4. pouzdro, 5. ukazatel)

Pomocí Schmidtova tvrdoměru se v diagnostice nejčastěji odhaduje pevnost betonu, malty či keramických výrobků. Také lze při dostatečném množství zkušebních míst sledovat stejnorodost betonu v konstrukci.

Typy Schmidtových tvrdoměrů:

- Schmidt L, LR – používá se pro betony subtilních konstrukcí přibližně tl. 60 – 100 mm, rázová energie pružiny 0,75 J, použití pro betony pevností 13 - 50 MPa
- Schmidt N, NR, N digi – pro většinu betonových konstrukcí od tl. 100 mm, rázová energie pružiny 2,25 J, použití pro betony pevností 17 - 60 MPa
- Schmidt M – pro betony v masivních konstrukcích od tl. 200 mm, rázová energie pružiny 30,00 J, použití pro betony pevností 25 - 60 MPa
- Schmidt P – polokruhová dráha beranu, pro betony nízkých pevností 5 - 30 MPa
- Schmidt PT – použití pro pórobetony pevností 0,5 - 5 MPa
- Schmidt LB – pro zkoušení keramických materiálů, stejný jako typ L, pouze menší poloměr zaoblení hrotu razníku
- Schmidt PM – užití pro zkoušení pevností malt, stejný jako typ P, pouze jiný razník

V nynější době existují dva odlišné postupy jak vyhodnotit pevnost na základě měření odrazového tvrdoměru a to dle normy ČSN 73 1373 a dle normy ČSN EN 12504-2. Oba dva postupy jsou v dnešní době platné.

Vyhodnocení výsledků dle ČSN 73 1373

Na každém zkušebním místě, pokud se nejedná o zkušební vzorky, se provede nejméně sedm platných měření. Ke každé hodnotě měření se odečte hodnota pevnosti dle obecného či směrného kalibračního vztahu. Hodnota pevnosti jednotlivých platných měření se nesmí lišit od aritmetického průměru všech měření na témž zkušebním místě o více než $\pm 20 \%$. Pevnosti, které vybočují z těchto mezních odchylek, se vyloučí a ze zbývajících minimálně sedmi platných měření se vypočte nový aritmetický průměr. ^[5]

Použitím obecného kalibračního vztahu dostaneme ve výsledku pevnost s nezaručenou přesností. Tuto pevnost můžeme upřesnit pomocí součinitele α , který porovnává pevnost

zjištěnou na zkušebních tělesech z jádrových vývrtů a pevnost s nezaručenou přesností získanou pomocí nedestruktivní zkoušky, podle vzorce:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n f_{bi}}{\sum_{i=1}^n f_{bei}}$$

kde: α – součinitel pro upřesnění pevnosti s nezaručenou přesností

f_{bi} – pevnost betonu v tlaku stanovená na i-tém zkušebním vzorku

f_{bei} – pevnost betonu s nezaručenou přesností stanovená na témže zkušebním vzorku

n – počet zkušebních vzorků

poté můžeme vypočítat upřesněnou pevnost dle vzorce:

$$f_b = \alpha f_{be}$$

kde: f_b – upřesněná pevnost betonu v tlaku

f_{be} – pevnost betonu s nezaručenou přesností

α – upřesňující součinitel

Jestliže je zkoušen beton jiný než přirozeně vlhký a starší než 56 dnů, musí se ještě provést korekce pevnosti pomocí součinitelů α_w a α_t . Pokud již bylo provedeno upřesnění podle součinitele α , není třeba těchto součinitelů uvažovat, jelikož jsou již zahrnuty v tomto součiniteli. ^[5]

Vyhodnocení výsledků dle ČSN EN 12504-2

K získání spolehlivého odhadu tvrdosti se na každé zkušební ploše provede nejméně devět čtení. Následně se vypočte aritmetický průměr všech měření, platná měření se musí nacházet v intervalu vzdálenosti ± 6 jednotek od aritmetického průměru. Jestliže více než 20 % všech čtení je mimo tento interval, pak celá sada měření musí být zamítnuta. Takto dostaneme hodnotu tvrdosti povrchu vzorku, kterou můžeme dále pomocí křivek uvedených v normě ČSN EN 13791 převést na pevnost betonu. V uvedené normě je také uveden postup pro upřesnění této pevnosti pomocí odpovídajících pevností betonů získaných na vzorcích z jádrových vývrtů. ^[6]

2.2.2 Metoda špičákového tvrdoměru

Tato metoda je uvedena společně s metodou Schmidtova tvrdoměru v normě ČSN 73 1373. Metody se používá pro vyšetřování betonu, jehož pevnost je 3 - 30 Mpa, zpravidla mladého, ne zcela zatvrdlého. Jedná se o metodu, kdy se kuželová špice daného tvaru zaráží pomocí pružinového nebo elektromagnetického tvrdoměru předepsanou energií do betonu. Zaznamenává se počet úderů nutných k tomu, aby špice vnikla do hloubky 5 mm, 10 mm, popřípadě 15 mm. Na každém místě se provedou nejméně 3 platná měření, která se pomocí kalibračních vztahů převedou na pevnosti. Z těch se poté udělá aritmetický průměr a ověří se, že jednotlivé hodnoty se neliší od aritmetického průměru o $\pm 20 \%$.^[5]

2.3 Elektroakustické nedestruktivní metody

Tyto metody jsou založeny na principu průchodu vlnění zkoumaným materiálem. Jelikož vlastnosti materiálu mají značný vliv na charakteristiky šíření vlnění v tomto materiálu, mohou se na základě změřených vlastností šíření tohoto vlnění odvodit některé fyzikálně mechanické vlastnosti materiálu, například dynamický modul pružnosti v tahu, v tlaku a ve smyku, útlumové charakteristiky, Poissonův koeficient ν_{dyn} . Jedná se takzvaně o „čisté“ nedestruktivní metody.

2.3.1 Ultrazvuková impulsní metoda



Obr. 1.3 Ultrazvukový přístroj Tico od firmy Proceq [10]

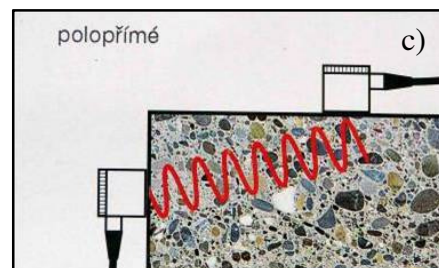
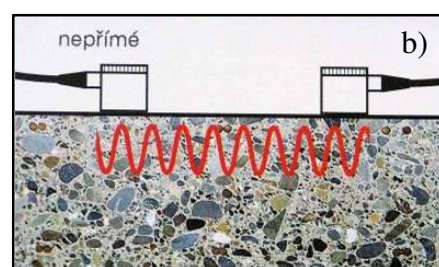
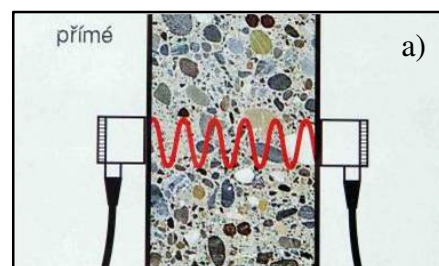
Principem této metody je průchod mechanického vlnění s frekvencí vyšší než 20kHz materiálem. Vlnění je vysíláno v krátkých impulsech a měří se doba průchodu těchto

impulsů materiálem, ze které se pak stanoví rychlost šíření. Tato rychlost je výchozí hodnotou pro hodnocení materiálu, například můžeme vypočítat dynamickou hodnotu modulu pružnosti. Pokud je k dispozici větší počet měření, je možno z porovnání rychlosti mezi zkušebními místy posoudit stejnoměrnost či homogenitu materiálu. Rovněž lze pomocí této metody odhalit některé vnitřní poruchy materiálu, jako jsou dutiny, šterkové hnízda či trhliny.^[1]

Pro potřeby stavebnictví se využívají sondy s frekvencí od 20 kHz do 150 kHz, výjimečně do 500 kHz. Použití různých frekvencí je závislé na délce měřící základy, na výkonu budiče přístroje, na druhu a kvalitě materiálu. Lze říct, že s vyšší frekvencí se zvyšuje přesnost měření, ale na druhou stranu je toto vlnění s vysokou frekvencí rychleji v materiálu zeslabováno.^[2]

Pro potřeby této metody se využívají dvě sondy, jedna jako budič a druhá jako snímač. Jedná se o elektroakustické měniče o dané frekvenci. Podle umístění sond rozeznáváme prozařování:

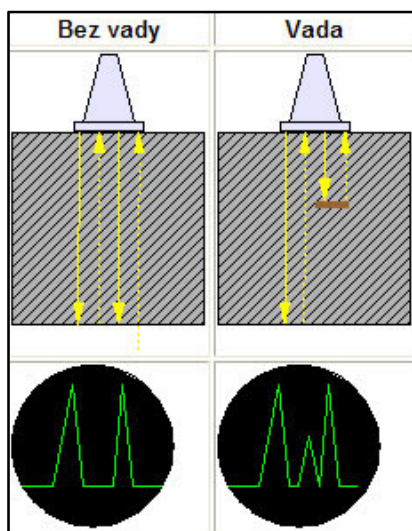
- **přímé** – sondy jsou umístěny na protilehlých stranách konstrukce na jedné normále k oběma povrům, pokud to podmínky dovolují, volí se přednostně tento způsob, jelikož můžeme poměrně jednoduše a přesně určit délku měřící základy^[1]
- **polopřímé** – sondy jsou umístěny na dvou přilehlých stranách konstrukce, tento případ platí také pro umístění sond na protilehlých stranách konstrukce, ale snímače jsou vůči sobě navzájem záměrně posunuty, neleží na výše zmíněné normále^[1]
- **nepřímé** – sondy jsou umístěny na jedné straně konstrukce, tento způsob se používá většinou pro plošné prvky přístupné pouze z jednoho povrchu nebo při nutnosti detailní kontroly kvality povrchu^[1]



Obr. 1.4 Způsoby prozvučování konstrukce^[XC1]

a) přímé, b) polopřímé, c) nepřímé

Dalším způsobem využití impulsní metody je takzvaná odrazová metoda. Při této metodě, stejně jako při zjišťování rychlosti šíření mechanického vlnění, je budící sondou vysílán do materiálu impuls, jehož odraz se zaznamenává stejnou sondou v režimu snímače nebo druhou snímací sondou nacházející se blízko budiče. Tímto způsobem lze odhalit trhliny a jiné defekty po celé výšce průřezu. Další využití je měření tloušťky materiálu, či délky kotevních šroubů. ^[1]



Obr. 1.5 Princip odrazové UZ metody [13]

2.3.2 Metoda impact-echo

Základem této metody je vyvození impulsu kladívkem na povrchu zkušného prvku, tento impuls se šíří materiálem a je zaznamenán elektromechanickým snímačem. Zaznamenává se doba šíření tohoto impulsu prošlou dráhou. ^[2]

2.3.3 Metoda tlumeného rázu

Tato metoda spočívá v zatížení povrchu podloží nebo vozovky tlumeným rázem, ve změření odezvy konstrukce a příslušném vyhodnocení výsledků měření. Rázové zatížení je vyvoláno pádem břemene na tlumící podložky umístěné na povrchu zatěžovací desky, která je v kontaktu s měřeným prostředím. ^[2]

2.3.4 Metoda akustické emise

Metoda je založena na tom, že v prostředí zatěžovaného prvku vznikají mikroporuchy, které vyvolávají mechanické impulsy dilatačních vln. Ty se šíří ve zkoušeném prvku jako ultrazvukové signály, jsou zaznamenávány piezoelektrickými snímači a zaznamenávány.

Na základě porovnání výsledků více snímačů lze zjistit místo poruchy a sledovat jeho šíření materiálem. Pomocí Kaiserova efektu lze také stanovit dosavadní historii zatížení. ^[2]

2.3.5 Rezonanční metoda

Principem této metody je, že pravidelnost tvaru menšího rozměru se pomocí elektromechanického budiče a tónového generátoru umožňujícího vyvodit spojitě harmonické kmitání o frekvenci od 30Hz až do 30 KHz uvádí do rezonančního kmitočtu. Měněním budící frekvence se najde největší amplituda při vzniku rezonančního kmitání. ^[2]

2.3.6 Vibrační metoda příčného kmitání

Tato metoda je analogií rezonanční metody pouze s rozdílem, že budící frekvence jsou nízké, zato mají větší budící výkon. Budičem bývá pomaluběžný vibrátor s usměrněnou vibrací. ^[2]

2.3.7 Metoda fázových rychlostí

Tato metoda se používá pro měření dynamické tuhosti vozovek a podloží plošných konstrukcí s jednou přístupovou plochou. Budič budí podélné, ohybové a smykové vlny, které jsou snímány snímači umístěnými v různých vzdálenostech od budiče. ^[2]

2.3.8 Metoda mechanické impedance

Metoda je určena pro zkoušení materiálů s vazkopružnými vlastnostmi, jak je tomu například u asfaltobetonových vozovek nebo u podlaží ze soudržných zemin. Je definována jako poměr síly a rychlosti pohybu v budícím bodě harmonicky kmitající soustavy. Měří se normovanou mechanickou impedancí. ^[2]

2.4 Elektromagnetické metody

Tyto metody slouží k poměrně přesnému a rychlému vyhledání betonářské výztuže v konstrukci. Dosah přístrojů se pohybuje od 60 mm do 200 mm. Jsou vhodné, když potřebujeme určit schéma vyztužení prvků, nejčastěji desek, stěn či sloupů, nebo potřebujeme určit „bezpečné“ místo pro odběr jádrového vývrtu. Některé z přístrojů, které jsou k dostání na dnešním trhu, dokážou určit také průměr výztuže a velikost krycí vrstvy. Tyto přístroje mohou být založeny na dvou fyzikálních principech: ^[1]

- změny indukčnosti cívky – tento princip je založen na změně indukčnosti cívky za přítomnosti feromagnetického materiálu v elektromagnetickém poli cívky. Tento princip je používán u starších přístrojů
- indukce vířivých proudů – při tomto principu vyvolávají buďcí cívky kolem sondy elektromagnetické pole. Pokud se v tomto poli nacházejí pruty výztuže, generují se v nich vířivé proudy, které jsou pak snímány snímacími cívkami v sondě.

Tyto metody mají mnoho omezení, například se nedají použít při masivním vyztužení prvků, například trámů, kde jsou pruty výztuže příliš blízko sebe. Rozlišení jednotlivých prutů je v takovémto případě značně obtížné. Ideální vzdálenost prutů je minimálně dvojnásobek jejich krytí. Dalším omezením je rozlišovací schopnost přístrojů, která klesá s druhou mocninou vzdálenosti výztuže od měřicí sondy. Při tomto typu měření také nelze nalézt více vrstev výztuží umístěných nad sebou. ^[1]



Obr. 1.6 Elektromagnetické indikátory výztuže od firmy Proceq [10] a Bosch [12]

V praxi se tyto metody kombinují se sekanými sondami, kdy se na vhodném místě mechanicky odstraní krycí vrstva materiálu. Ověří se skutečnosti zjištěné při předchozím měření elektromagnetickými indikátory (průměr výztuže, velikost krycí vrstvy), také lze zjistit další důležité skutečnosti o výztuži, jako je typ použité výztuže a stav koroze výztuže. ^[1]

2.5 Metody radiační defektoskopie

Při těchto metodách se využívá ionizující záření, především rentgenové záření a záření gama. Tato záření mají velice vysoké frekvence a dokáží procházet většinou materiálů používaných ve stavebnictví. Ionizující záření může být vyzařováno radioaktivními prvky vyskytujícími se v přírodě, uměle vytvořenými radionuklidy nebo může vzniknout přeměnou elektrické energie v rentgenkách. ^[1]

2.5.1 Radiometrické metody

Tyto metody se využívají převážně tam, kde je nutné měřit objemovou hmotnost či vlhkost a klasické metody nelze použít. Měření umožňuje stanovit okamžitou hodnotu objemové hmotnosti a vlhkosti stavebních materiálů bez jejich porušení. Používá se proto při kontinuálním měření sypkých materiálů a dále při určování hutnosti čerstvých betonových směsí. ^[1]



Obr. 1.7 Radiometrická souprava Troxler [15]

Měření objemové hmotnosti

Princip tohoto měření se zakládá na průchodu a zeslabení záření gama a také na principu rozptylu záření gama v měřeném materiálu. Jako zdroje se používají zářiče z cesia Cs 137 a kobaltu Co 60. Detektory záření jsou buď Geiger-Müllerovy počítače nebo scintilační detektory. Výsledkem tohoto měření je četnost impulsů za časovou jednotku, což se dá pomocí kalibračních křivek převést na zjišťovanou objemovou hmotnost. Přesnost tohoto měření by měla být $\pm 20 \text{ kgm}^{-3}$. Pro toto měření bylo vyvinuto několik typů souprav. ^[1]

Soupravy založené na principu průchodu a zeslabení gama záření, u těchto souprav jsou zářič a detektor umístěny na protilehlých stranách měřeného vzorku a mezi nimi by nemělo být žádné těleso, které by stínilo paprsku a zabraňovalo tak přímému průchodu záření měřeným materiálem. Výsledkem je průměrná hodnota objemové hmotnosti mezi zářičem a detektorem.^[1]

- souprava pro měření v úzkém svazku – pro usměrnění paprsku se užívá clon z těžkého materiálu^[1]
- souprava lyzimetrická – zářič a detektor se vpichují nebo zasouvají odděleně do dvou paralelních vrtů, je nutné zachovat geometrii měřicí soupravy, výhodou je měření v jednotlivých vrstvách materiálu, např. zemin, štěrků nebo čerstvého betonu^[1]
- souprava vpichovací – zářič je vpichován do materiálu nebo vsouván do vrtu a detektor zůstává na povrchu, používají se pro měření objemové hmotnosti čerstvého betonu, zemin, zhutnění asfaltových vrstev^[1]

U souprav založených na principu rozptylu gama záření je naopak nutné, aby mezi zářičem a detektorem byla stínící vrstva, která zabraňuje přímému průchodu záření. Zaznamenává se pouze záření, které bylo převážně Comptonovým efektem rozptýleno. Je měřena objemová hmotnost v okolí detekční jednotky.^[1]

- souprava hloubková – obě součásti měřicí jednotky (zářič, detektor) jsou i se stínícím prvkem spouštěny do předem připraveného vrtu, který musí být v nesoudržných materiálech osazen pažnicí. Výhodou je možnost postupného měření po výšce vrtu například u sypaných hrází či zemních těles.^[1]
- souprava povrchová – u toho měření je zářič i detektor součástí měřicího přístroje, který se přikládá ke zkoumanému povrchu, čímž se vylučuje jakýkoli zásah do zkoumaného prvku. Používají se pro měření asfaltových vrstev, vrstev zemin, při hutnění betonových konstrukcí vozovek a letištních ploch.^[1]

Měření objemové vlhkosti

K měření vlhkosti zkoumaného materiálu se využívá neutronové záření. Toto záření se u přírodních radioizotopů nevyskytuje, jedná se o záření látkové, tvořené tokem neutronů. Jediným prvkem, který vysílá neutronové záření přímo je kalifornium Cf 252, existují však jaderné procesy, při kterých je záření vyzařováno nepřímo.^[1]

Vyzařované neutrony mají vysokou energii a detektory (např. scintilační detektory, GM trubice opláštěné kadmíem Cd 113) je nejsou schopny zaznamenat. Tato energie se snižuje při pružných srážkách neutronů s jádry atomu vodíku, až na úroveň rozlišovací schopnosti detektorů. Podle počtu detekovaných pomalých neutronů lze odvodit na základě kalibrační křivky vlhkost materiálu. Pokud zkoumaný materiál obsahuje ve své struktuře chemicky vázanou vodu je měření značně zkreslené, jelikož i tyto atomy vodíku zpomalují neutrony. Měření může být také zkreslené, pokud materiál obsahuje prvky pohlcující pomalé neutrony (např. Cl, K, B, Li). ^[1]

Pro potřeby tohoto měření byla vyvinuta souprava hloubková a souprava povrchová, tyto soupravy jsou podobné, co se týče konstrukce a využití, jako soupravy pro měření objemové hmotnosti na základě rozptylu gama záření. Jediným rozdílem je, že mezi zářičem a detektorem nemusí být stínící prvek, jelikož detektory nejsou schopny vyzařované rychlé neutrony vůbec detekovat. ^[1]

Kombinované radiometrické soupravy

Mnoho přístrojů v dnešní době kombinuje oba dva typy radiometrického měření. Konstrukce měřících přístrojů je obdobná jako u souprav hloubkových a povrchových. Obsahují jak zdroj rychlých neutronů, tak zdroj gama záření. Detektor pak může být pouze jeden, který dokáže obě tyto záření od sebe odlišit, nebo může být pro každé záření detektor zvlášť. ^[1]

2.5.2 Radiografické metody

Těchto metod je ve stavebnictví hojně využíváno, pokud je potřeba odhalit vnitřní strukturu materiálu, aniž by došlo k porušení prvku. Zakládá se především na rozdílných útlumových parametrech odlišných materiálů použitých v prozařované konstrukci. Toho se využívá především pro lokalizaci betonářské a předpínací výztuže v železobetonových prvcích. Touto metodou se také dá odhadnout průměr a typ výztuže, její stav a zainjektování předpínací výztuže. Další využití metod je při odhalování vnitřních defektů a vad v materiálu konstrukcí. ^[1]

Radiografii můžeme rozdělit na rentgenografii a na gamagrafii na základě použitého typu záření. Jak název napovídá v rentgenografii je využíváno rentgenového záření, které

vzniká v rentgence na principu katodového záření. Rentgenka je typ výbojové trubice, kde katodové záření dopadá na kov s velkou relativní atomovou hmotností, např. wolfram a v místě dopadu vzniká pronikavé rentgenové záření. Záření pak opouští rentgenku okénkem s beryliovým filtrem, který slouží k zachycení sekundárních elektronů. Rentgeny potřebují k svojí činnosti zdroj vysokého napětí.^[1]



Obr. 1.8 Přenosný rentgen od firmy Testima [13]

K rentgenografii můžeme přiřadit i zdroje záření vysokých energií, které jsou schopny prozařovat i velké tloušťky oceli (až 500 mm) a betonu (až 1500 mm). Mezi tyto zdroje pro užití v defektoskopii patří betatrony, mikrotrony a vysokofrekvenční lineární urychlovače. Urychlovače jsou v přeměně elektrické energie efektivnější než rentgeny.^[1]

V gamagrafii je využíváno radioaktivity prvků. Dříve byly používány přírodní radioaktivní prvky, v dnešní době se spíše využívá umělých radioizotopů, např. kobalt Co 60, iridium Ir 192, cesium Cs 137, tulium Th 170, ytterbium Yb 169. Protože gama záření způsobuje biologická poškození, musí být radioizotopy skladovány v defektoskopických krytech z těžkých kovových materiálů, které dokážou účinně záření odstínit.^[1]

K zaznamenání záření prošlého prozařovaným prvkem slouží speciální radiografické filmy nebo paměťové fólie umístěné ve světlotěsné kazetě. Tyto radiografické filmy jsou složeny z citlivé vrstvy emulze halogenidu stříbra, podložky z polyesteru a ochranné vrstvy želatiny. Pro účel zesílení účinků rentgenového záření se používá zesilovacích folií. Tyto folie jsou založeny na různých principech a jevech, existují kovové zesilovací fólie založené na fotoelektrickém jevu nebo fluorescenční fólie přeměňující rentgenové záření

na viditelné světlo a taky fluorometalické kombinující výhody obou předchozích typů folií. Po vystavení filmu ionizujícímu záření po dobu expozice je latentní obraz na filmu zviditelněn negativním vyvolávacím procesem. ^[1]

Radiografická kontrola uložení výztuže se provádí v místech největších očekávaných ohybových momentů a posouvajících sil. U každého konstrukčního prvku musí být tyto místa vhodně volena, např. u spojitého průvlaku kontrolujeme dolní tahovou výztuž uprostřed jednotlivých polí, tahovou výztuž nad vnitřními podporami a smykovou výztuž v blízkosti podpory. Na vybraném místě určeného pro prozařování se dělá většinou dvojice snímků pokaždé s jinou polohou zářiče, tzv. stereoskopické snímkování. Místo musí být osazeno pevnými fixačními body. Pokud známe polohy zářiče a fixačních značek, můžeme na základě středové projekce určit polohu a profil hledané výztuže. ^[1]

2.6 Metoda jádrových vývrtů

Jedná se o semidestruktivní metodu, při které je z konstrukce odebrán za pomoci jádrového vrtání vzorek materiálu válcového tvaru, který je následně podroben vizuální kontrole a zkoušení v laboratoři. Tato metoda se používá u železobetonových či zděných konstrukcí, u kterých potřebujeme zjistit pevnost betonu či zdícího prvku. Vrtání se provádí speciální vrtací jednotkou umístěnou na stojanu, který zabezpečuje stále stejný směr vrtání. Samotným nástrojem vrtání je dutý jádrový vrták, na jehož konci jsou tvrdokovové nebo diamantové segmenty.

Při provádění této metody je nutné pečlivě zvážit rozmístění zkušebních vrtů a jejich průměr tak, aby bylo porušení konstrukce minimální, ale zároveň bylo získáno co nejpresnějších výsledků. Umístění vývrtu se volí pokud možno v tlačené oblasti betonu s menším vyztužením, dál od hran a spár. Průměr vývrtu by měl být zvolen kompromisem mezi požadavkem na co největší průměr vývrtu z důvodu struktury betonu a požadavkem na co nejmenší zásah do konstrukce.



Obr. 1.9 Souprava pro jádrové vrtání firmy HILTI [9]

Pokud to podmínky dovolují, mělo by být splněno, že maximální velikost zrna kameniva ve vývrtu by měla být maximálně 1 / 3 průměru vývrtu. Na trhu jsou k dostání vrtáky s různým průměrem od 10 mm až do 500 mm. Standardně se při diagnostice používají vrtáky průměru 50 mm, 75 mm, 100mm a 150mm.

2.6.1 Vyhodnocení zkoušky

Po odvrtání a odebrání vzorku z vývrtu je nutné vzorek označit, změřit a popsat. Hodnotí se struktura betonu, typ kameniv, přibližné složení frakcí, maximální velikost zrna kameniva, zhutnění betonu, počet a velikost kaveren, dutin a pórů. Pokud vzorek obsahuje navrtanou výztuž, určí se její poloha, směr, průměr a druh výztuže. Následně je vzorek rozřezán na zkušební tělesa požadované délky a obě tlačené plochy jsou jemně zabroušeny tak, aby byly rovnoběžné. Po změření rozměrů a zvážení zkušebního tělesa je těleso podrobeno normové tlakové zkoušce válcové pevnosti v hydraulickém lisu. Podobně je možné na tělese provést zkoušku příčné pevnosti v tahu, tato zkouška se běžně nepoužívá v takovém množství jako zkouška pevnosti v tlaku.

Pevnost vzorku se vypočte ze získané síly při porušení vzorku v lisu a rozměrů tělesa dle vzorce

$$f_c = \frac{F}{A_c}$$

kde: f_c - válcová pevnost na nestandardním tělese

F – síla při porušení vzorku získaná zkouškou v lisu [N]

A_c – tlačená plocha zkušebního tělesa [mm²]

Takto získaná pevnost se následně upraví na pevnost základních těles, které jsou v případě válcové pevnosti válce o průměru 150 mm a délce 300 mm, v případě krychelné pevnosti to jsou krychle o hraně 150 mm. Pevnost se převádí podle opravných součinitelů popsaných v normě ČSN 73 1317. ^[8]

$$f_{c,cyl} = \kappa_{c,cy} \cdot \kappa_{cy,d} \cdot f_c$$

kde: $f_{c,cyl}$ – pevnost betonu v tlaku na válcích

$\kappa_{c,cy}$ – opravný součinitel štíhlosti

$\kappa_{cy,d}$ – opravný součinitel průměru

f_c - vlcov pevnost na nestandardním tělese

Opravn součinitel stíhlosti lze vypotat podle vzorce

$$\kappa_{c,cy} = 0,80 + \sqrt{\frac{\lambda - 0,933}{26,667}}$$

kde: $\kappa_{c,cy}$ – opravn součinitel stíhlosti

λ - stíhlost zkušebního vzorku

Opravn součinitel průměru tělesa se určuje na zklad tabulky 1.1.

Tabulka 1.1 – Opravn součinitel průměru $\kappa_{cv,d}$ [8]

D	150	100	50
$\kappa_{cy,d}$	1,00	0,95	0,91

Na zklad pevodnho součinitele $\kappa_{cy,cu}$, kter se určuje podle tabulky 1.2, lze z vlcov pevnosti odvodit pevnost krychelnou:

$$f_{c,cube} = \kappa_{cy,cu} \cdot f_{c,cyl}$$

kde $f_{c,cube}$ – pevnost v tlaku na krychlích

$\kappa_{cy,cu}$ – součinitel pro převod vlcov pevnosti na krychelnou

Tabulka 1.2 – Součinitel $\kappa_{cy,cu}$ pro přepočet vlcov pevnosti na krychelnou [8]

$f_{c,cyl}$	4,0 - 25	25,1 - 35	35,1 - 50	50,1 - 60
$\kappa_{cy,cu}$	1,25	1,20	1,15	1,10

2.6.2 Výpočet charakteristick pevnosti podle normy ČSN ISO 13822^[4]

V této normě je uveden obecn postup pro všechny druhy materiálů, nejčastěji se používá pro hodnocení pevnosti betonu v tlaku. Norma doporučuje nejméně 3 – 6 zkoušek. Vztahy uvedené v ČSN ISO 13822 pedpokldj normln nebo lognormln rozdělení požadované veličiny. Charakteristick hodnota materilov vlastnosti X se stanoví následujícím způsobem.

Určí se výběrový průměr výsledků zkoušek m_x na základě vztahu:

$$m_x = \frac{\sum x_i}{n}$$

kde: m_x – výběrový průměr zkoušek

x – i-tá hodnota zkoumané materiálové vlastnosti

n – počet zkoušek

dále se určí výběrová směrodatná odchylka podle:

$$s_x^2 = \frac{\sum (x_i - m_x)^2}{n - 1}$$

kde: s_x – směrodatná výběrová odchylka výsledků zkoušek

x_i – i-tá hodnota zkoumané materiálové vlastnosti

m_x – výběrový průměr zkoušek

n – počet zkoušek

Rozlišují se dva případy:

- V_x neznámý – kdy neexistuje znalost variačního koeficientu pevnosti betonu, to se týká všech starých konstrukcí
- V_x známý – variační koeficient je znám, V lze považovat za známý, pokud to ukazují dlouhodobé zkušenosti získané za stejných podmínek

Pokud je V_x neznámý, vypočte se variační koeficient vlastnosti na základě vztahu:

$$V_x = \frac{s_x}{m_x}$$

kde: V_x – variační koeficient výsledků zkoušek

s_x – směrodatná výběrová odchylka výsledků zkoušek

m_x – výběrový průměr zkoušek

Za předpokladu normálního rozdělení materiálové vlastnosti X se pak charakteristická hodnota X_k (dolní 5 % kvantil) stanoví ze vztahu:

$$X_k = m_x(1 - k_n V_x)$$

kde: X_k – charakteristická hodnota materiálové vlastnosti X

k_n – součinitel pro stanovení 5% kvantilu, který je uveden v tabulce 1.3

V_x – variační koeficient výsledků zkoušek

Tabulka 1.3 - Součinitel k_n pro stanovení 5% kvantilu dle ČSN ISO 13822^[4]

Počet n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
$V_{známý}$	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64
$V_{neznámý}$	-	-	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

2.6.3 Výpočet charakteristické pevnosti podle normy ČSN EN 13791^[7]

Tato norma upřednostňuje pevnosti v tlaku zjištěné na základě zkoušení vzorků z jádrových vývrtů před nepřímými metodami (odrazové tvrdoměry, ultrazvuk, síla na vytržení), ty odsouvá do pozadí. Také stanovuje pro vzorky odebrané in-situ nižší hranice pevnostních tříd betonu viz tabulka 1.4.

Tabulka 1. 4 – Minimální charakteristická pevnost betonu v tlaku v konstrukci pro pevnostní třídy betonu podle EN 206-1

Pevnostní třída betonu podle ČSN EN 206-1	Poměr charakteristické pevnosti betonu v konstrukci k charakteristické pevnosti betonu normových těles	Minimální charakteristická pevnost betonu v konstrukci N/mm ²	
		$f_{ck, is, cyl}$	$f_{ck, is, cube}$
C 8/10	0,85	7	9
C 12/15	0,85	10	13
C 16/20	0,85	14	17
C 20/25	0,85	17	21
C 25/30	0,85	21	26
C 30/37	0,85	26	31
C 35/45	0,85	30	38
C 40/50	0,85	34	43
C 45/55	0,85	38	47
C 50/60	0,85	43	51

Pro vyhodnocení charakteristické pevnosti v tlaku jsou stanoveny dva postupy, které jsou rozlišené na základě množství vývrtů.

Postup A – pro nejméně 15 vývrtů

$$f_{ck,is} = \min \left\{ f_{m(n),is} - k_2 \cdot s \right. \\ \left. f_{is,nejnižší} + 4 \right\}$$

kde: $f_{ck,is}$ – charakteristická pevnost betonu v tlaku v konstrukci

$f_{m(n),is}$ – střední hodnota n výsledků zkoušek pevnosti betonu v tlaku v konstrukci

$f_{is,nejnižší}$ – nejnižší výsledek zkoušky pevnosti betonu v tlaku v konstrukci

k_2 – koeficient, který je závislý na předpisech platných v místě použití, v případě, že nejsou stanoveny, použije se hodnota koeficientu 1,48

s – směrodatná odchylka

Postup B – pro 3 – 14 vývrtů

$$f_{ck,is} = \min \left\{ f_{m(n),is} - k \right. \\ \left. f_{is,nejnižší} + 4 \right\}$$

kde: $f_{ck,is}$ – charakteristická pevnost betonu v tlaku v konstrukci

$f_{m(n),is}$ – střední hodnota n výsledků zkoušek pevnosti betonu v tlaku v konstrukci

$f_{is,nejnižší}$ – nejnižší výsledek zkoušky pevnosti betonu v tlaku v konstrukci

k – krajní meze závislé na počtu n výsledků, určí se z tabulky 1.5

Tabulka 1.5 – Krajní meze k příslušející malému počtu výsledků^[7]

n	k
10 až 14	5
7 až 9	6
3 až 6	7

2.7 Metoda lokálního porušení upravenou příklepovou vrtačkou

Při této metodě se zjišťuje pevnost malty popřípadě zdících prvků pomocí upravené příklepové vrtačky známé pod názvem Kučerova vrtačka. Tato vrtačka byla vyvinuta v pražském Technickém a zkušebním ústavu stavebním, v dnešní době jsou používány dva typy vrtačky ruční a elektrická akumulátorová mající označení PZZ01. Vrtačky jsou doplněny počítadlem otáček, příklepem a pružinou zajišťující předepsaný přítlak. Principem metody je vzájemná statistická závislost pevnosti malty ve spárách a odporem malty proti vnikání vrtáku při příklepovém vrtání touto vrtačkou s danými parametry. ^[1]



Obr. 1.10 – Upravené vrtačky s příklepem pro zkoušení pevnosti malty [11]

Postup zkoušení je téměř shodný pro obě dvě vrtačky. Zkušební místo se volí v tlačných oblastech konstrukce, což odpovídá v případě zkoušení malty ložné spáře. V okolí spáry pro zkoušení se odstraní omítka, zbytky omítky ve spáře a zkarbonatovaná vrstva malty se odstraní vyškrábáním, přibližně 20 mm za líc zdiva. Při samotné zkoušce se provedou tři vrty vrtačkou při dodržení předepsaného přítlaku a počtu otáček, vrtákem průměru 8 mm. Vrty by měly být ve vzdálenostech přibližně 40 mm a minimálně 50 mm od hrany zdiva. ^[1]

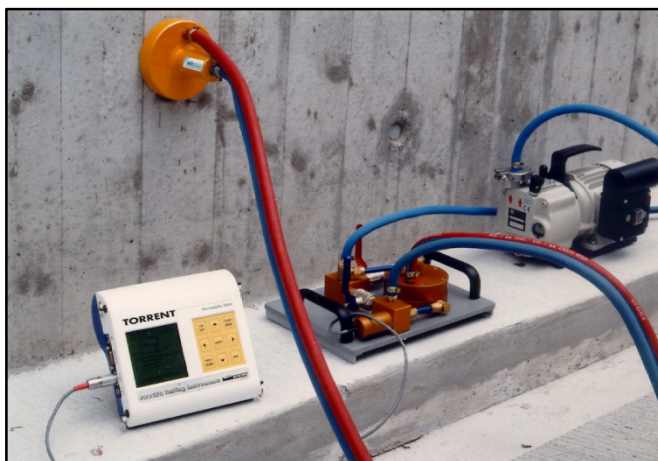
Hloubka vrtů se změří posuvným měřítkem, z těchto hodnot se vypočte průměr. Všechny hloubky vrtů musí být v intervalu $\pm 30 \%$ od průměru, pokud toto kritérium nesplňuje jeden vrt, vyloučí se a nahradí se opravným vrtem. Pokud kritériu nevyhovují dva z původních vrtů nebo ani náhradní vrt kritérium nesplnil, je zkušební místo zamítnuto. Aritmetický průměr hloubky tří platných vrtů se převede pomocí obecného kalibračního vztahu na pevnost malty. ^[1]

2.8 Trvanlivostní metody

Tyto metody popisují chování struktury zkoušeného materiálu podrobeného vlivu okolního prostředí. Tyto zkoušky jsou pro laboratorní potřeby urychlené a koncentrace škodlivých látek bývá několikanásobně vyšší než v běžném prostředí. ^[1]

2.8.1 Metoda měření propustnosti struktury materiálu

Metoda stanovení propustnosti struktury materiálu působením kapalin a plynů patří mezi nejdůležitější trvanlivostní zkoušky. Výsledky propustnosti popisují aktuální stav struktury zkoušeného materiálu. Existuje řada metod, které jsou ovšem mezi sebou těžko porovnatelné. Pro stanovení propustnosti materiálu pro vodu je vhodný přístroj GWT dánské firmy Germann Instrument. Tento přístroj sleduje množství vody pohlcené strukturou betonu, voda je udržována pod mírným tlakem. Pro určení propustnosti pro plyny se používá přístroj TPT (Torrent Permeability Tester), který pracuje na principu vytvoření vakua a sledování proudu vzduchu po vypnutí vakuové pumpy. ^[1]



Obr. 1.10 – Přístroj TPT firmy Proceq [10]

2.8.2 Zkouška mrazuvzdornosti

Metod zkoušení mrazuvzdornosti materiálů je několik, záleží na typu zkoušeného materiálu. Většinou jde o cyklické střídání teplot pod bodem mrazu, setrvání v této teplotě a následné přemístění vzorku do vody o teplotě nad bodem mrazu. Tyto zkoušky jsou prováděny u materiálů, které jsou v kontaktu s venkovním prostředím. ^[1]

2.8.3 Zkouška chemické odolnosti betonu

Zkouška odolnosti betonu proti působení vody a chemických rozmrazovacích látek se zjišťuje za cyklického střídání kladných a záporných teplot. Vyhodnocuje se množství odpadu betonu na jednotku plochy, povrch zkušebního tělesa se hodnotí vizuálně. ^[1]

2.8.4 Zkouška nasákavosti betonu

Zkouška nasákavosti je ukazatelem otevřené pórovitosti materiálu. Především u betonu je to jedna z nejdůležitějších trvanlivostních zkoušek. ^[1]

2.8.5 Zkouška vzlínavosti betonu

Zkouška vzlínavosti strukturou betonu vypovídá o jeho pórovitosti a usnadní pochopit transport vody strukturou betonu. ^[1]

2.8.6 Zkouška sorbčních vlastností betonu

Sorbčními vlastnostmi betonu se rozumí jeho navlhavost a vysychavost. Základní zkouška navlhavosti se provádí na vysušeném betonu a zkouška vysychavosti na betonu nasyceném vodou. Zkouška probíhá obvykle po dobu 180 dnů, kdy se v určených intervalech zjišťují přírůstky nebo úbytky hmotnosti zkušebních těles. ^[1]

2.8.7 Zkouška průsaku tlakovou vodou

Tato zkouška popisuje míru vodotěsnosti struktury zkoušeného betonu. Na povrch krychle působí voda tlakem 500 kPa po dobu 72 hodin. Po skončení zkoušky se krychle poruší a změří se hloubka průsaku vody. ^[1]

2.9 Odtrhové zkoušky

Odtrhové zkoušky slouží ke stanovení přídržnosti povrchových vrstev na nosném podkladu (stěrky, omítky, nátěry) a také ke zjištění pevnosti betonu v tahu. Jedná se o semidestruktivní zkoušky s lokálním porušením zkoušeného tělesa, provádí se odtrhovými přístroji (např. Coming, Dyna). Je-li zkouška prováděna na vícevrstevném materiálu, hledá se nejslabší článek tohoto souvrství a určuje se jeho pevnost v tahu nebo přilnavost k ostatním vrstvám. ^{[1], [3]}



Obr. 1.11 – Odrhový přístroj firmy Coming [14]

Stěžejním prvkem odtrhovacího přístroje je speciálně upravený terč vyrobený z oceli nebo lehkých slitin o průměru 50 mm a výšce 30 mm, který slouží k uchycení trhacího přístroje. Před osazením terče je nutné pomocí jádrového vrtáku o vnitřním průměru 50 mm vyvrtat povrchovou vrstvu zkoušeného betonu do požadované hloubky. Nanesením kvalitního, nejčastěji epoxidového lepidla, se terč nalepí do vytvořeného vývrtu. Poté je možné pomocí trhačky provést zkoušku v osovému tahu.

Do skupiny odtrhových zkoušek patří i zkoušky vytrhávací (vytahovací), které spočívají ve vytrhnutí předem zabetonované kotvy nebo vložené standardizované hmoždinky.

K výsledkům těchto zkoušek jsou vytvořeny kalibrační vztahy, které umožňují převedení naměřených hodnot např. na krychelnou pevnost. ^[1]

2.10 Metoda plochých lisů

Tato semidestruktivní metoda se používá pro potřeby zjištění lokální napjatosti ve zdivu nebo modulu pružnosti zdiva. Plochý lis je zhotoven ze dvou tenkých ocelových plátů, které jsou po obvodě svařeny. Mezi tyto ocelové pláty se pomocí hydraulické pumpy přes zpětný ventil vhání hydraulický olej, čímž se plechy deformují, vzájemně oddalují a vyvozují tlak na přilehlou konstrukci. ^[1]

Použití této metody může být dvojitý. První metodou je zjištění lokální napjatosti ve zdivu. Měření se zakládá na odečtení délky tří základů sázecími deformetry, které jsou svisle osazeny přes předem vybranou ložnou spáru. Následně je odebrána malta ve spáře a je do

ní osazen plochý lis. Do lisu je postupně vháněn hydraulický olej až do té chvíle, kdy je délka měřících základen shodná s prvním měřením před osazením lisu. Tlak, který byl lisem vytvořen, odpovídá původnímu stavu napjatosti ve zdivu.

Druhou metodou je stanovení modulu přetvárnosti zdiva. Při této metodě je používáno dvou plochých lisů umístěných v ložných spárách nad sebou, mezi těmito lisy jsou umístěny tři svislé měřící základny a jedna vodorovná. Pomocí zatěžování zdiva vyvozováním tlaku v lisech a sledováním měnicích se délek základen se může odvodit požadovaný modul přetvárnosti.

2.11 Ednoskopická vizuální metoda

Při této metodě se zkoumají nepřístupná místa konstrukce pomocí endoskopu. Předmětem metody je většinou identifikace skrytých vad a poruch nosných prvků, převážně stropních konstrukcí. Provádějí se inspekční prohlídky dolního líce nosných prvků stropní konstrukce nad stávajícím podhledem, prohlídka vnitřních dutin keramických stropních vložek a desek, prohlídka vnitřních částí dutinových železobetonových nebo předepjatých prefabrikátů. Hodnotí se výskyt staticky významných trhlin a mechanických poškození, aktuální stav materiálů z hlediska povrchové koroze u dřevěných prvků pak případný výskyt hnilob, dřevokazných hub a plísní. Existují poměrně přesné metody měření geometrických parametrů konstrukčních prvků v nepřístupných částech konstrukce.^[1]

Při diagnostice stavebních konstrukcí se používají technické resp. průmyslové endoskopy:

- **boroskopy** – jedná se o pevné endoskopy využívající soustavu čoček, zrcadel a optických hranolů
- **fibroskopy** – ohebné endoskop přenášející obraz pomocí optických vláken, rozlišení endoskopu je přímo úměrné počtu vláken
- **videoskopy** – ohebné endoskopy mající na konci sondy miniaturní CCD čip, jenž je schopen převádět obraz do digitální podoby, který je následně zobrazován na displeji přístroje

3 PRAKTICKÁ ČÁST

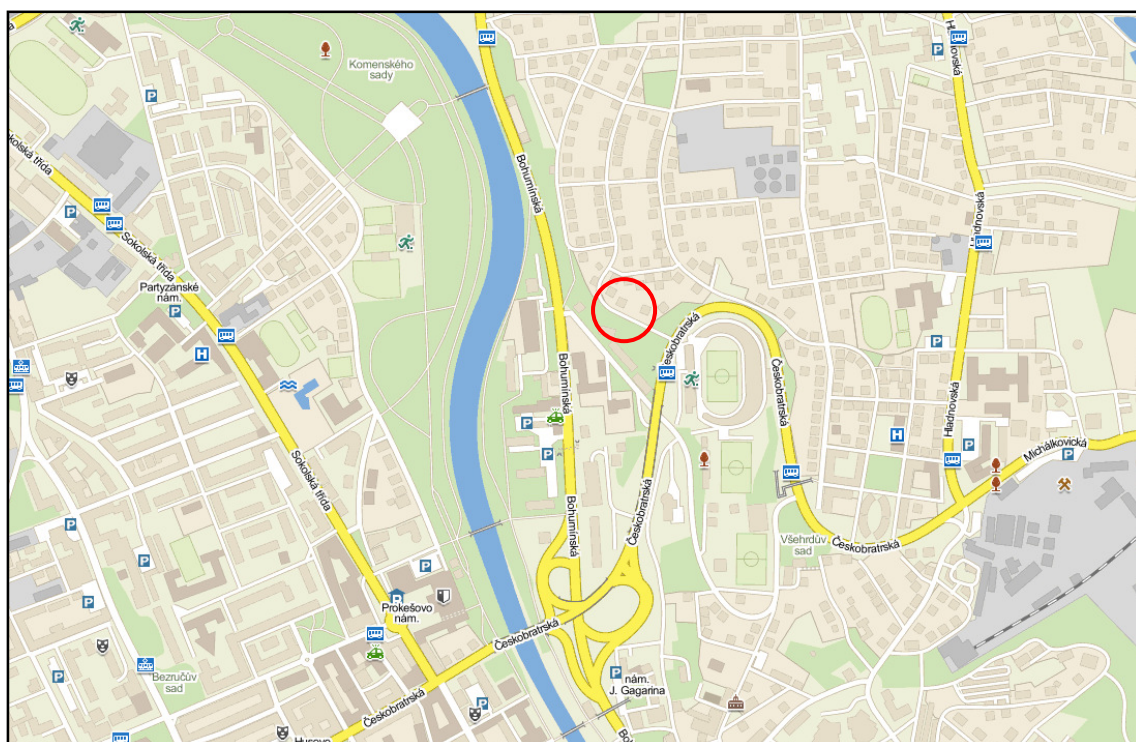
Objekt, jenž byl předmětem diagnostického průzkumu, se nachází v Slezské Ostravě na ulici Bukovanského. Jedná se o třípodlažní rodinnou vilu rodiny Dostálů z konce dvacátých let minulého století. Vila byla postavena ve funkcionalistickém stylu. Nynější majitel se rozhodl, z důvodů nevhodné dispozice objektu a zastaralého vybavení, vilu rekonstruovat. Úkolem této diplomové práce byla komplexní diagnostika objektu, zjištění charakteristik použitých materiálů především pevnosti, zjištění stavu konstrukčních prvků a ověření únosnosti některých z nich.



Obr. 2.1 Fotka diagnostikovaného objektu z poloviny 20. století

3.1 Umístění objektu

Objekt se nachází v katastrálním území Slezská Ostrava na parcelním čísle 1696.



Obr. 2.2 Lokalizace objektu [www.mapy.cz]

3.2 Historie objektu

Vydání stavebního povolení je datováno do roku 1929. V té době byla tato část Ostravy ještě málo zastavěná. Z této doby se dochovalo spoustu dokladů, našla se původní výkresová dokumentace stavby, statický výpočet železobetonových stropů a překladů, stavební povolení, slepé rozpočty pro poptávku materiálu a prací spojených se stavbou. Majitel Jan Dostál s rodinou se do hotové vily nastěhovali roku 1931.

V prvních letech 2. světové války byl v bývalé prádelně v suterénním podlaží budován kryt, který poskytoval ochranu při leteckém bombardování Ostravy. Jan Dostál měl jako společník ve firmě Ing. Bohuslav Krýsa dostatečné zkušenosti s výstavbou podobných objektů z období budování Československého pohraničního opevnění, kdy mezi roky 1936 - 1938 firma vystavěla přibližně 26 pěchotních srubů.

Během války spadla v blízkosti domu letecká puma, čímž došlo k poškození zasklení většiny oken. O dalších poškozeních konstrukce objektu vlivem této události není v rodinných pamětech zmínka. Po osvobození Ostravy se ve vile usadili na tři měsíce ruští důstojníci, kteří zde vyšetřovali zajaté německé vojáky. Při jejich pobytu došlo ke značné devastaci vily a jejího vybavení.

Kolem roku 1967 došlo k prvnímu většímu stavebnímu zásahu do konstrukce vily. Z důvodu odděleného bydlení dvou generací byla vila rozdělena na dvě samostatné části, menší část východní s číslem popisným 14 a západní s číslem popisným 16.

Druhou významnou stavební změnou byla rekonstrukce a přístavba části s č.p. 14. Tato stavební úprava se odehrála v devadesátých letech minulého století a byla při ní značně změněna stávající dispozice této části. Samotná přístavba byla citlivě zakomponována do vzhledu vily a nijak nezměnila její funkcionalistickou podobu.

3.3 Obecný popis objektu

Objekt má dvě nadzemní podlaží a jedno suterénní, od doby své výstavby prošel značnými dispozičními změnami. V suterénu objektu býval v minulosti byt správce, který tvořil pokoj a prostorná kuchyň, v pozdější době byly tyto místnosti přestavěny na dílnu a garáž. Vjezd do garáže byl zbudován z čelní strany objektu. Dále můžeme v suterénu najít chodbu, spižírnu, prádelnu, kotelnu.

Hlavní vstup do vily je na boční straně objektu v úrovni prvního nadzemního podlaží. Za hlavními dveřmi se nachází menší zádveří, ze kterého se vstupuje do chodby. Po levé straně se nachází šatna s přístupem na WC, dále schodiště pro přístup do vrchního patra a kuchyň, za kterou se nachází obytný pokoj. Na pravé straně chodby je přístup do prostorné jídelny, která je skleněnými dveřmi spojena s obývacím pokojem. První nadzemní podlaží bylo se suterénem spojeno dvěma schodišti, nyní je funkční pouze jedno, druhé bylo zaslepeno a postupně vybouráno.

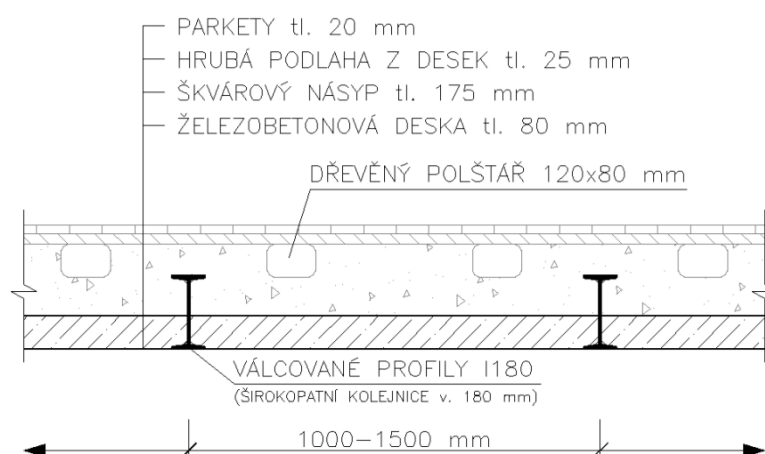
V druhém nadzemním podlaží najdeme centrální chodbu, ze které je přístup do všech místností patra. Nachází se zde velká ložnice, která vznikla spojením dvou menších pokojů, koupelna spojená se záchodem, menší pokoj, využíván jako šatna a terasa, která má část krytou a část otevřenou. V chodbě se nachází i výstup do prostoru nad schodištěm, ze kterého se dá vystoupit na střechu.

3.4 Technický popis objektu

3.4.1 Suterén

Obvodové zdivo tvořené z plných pálených cihel má tloušťku 600 mm, jelikož musí kromě svislého zatížení přenášet i zatížení vodorovné vyvolané zemním tlakem. Vnitřní nosné zdi mají tloušťky 600 mm a 300 mm. Vazba zdiva je polokřížová a bylo použito vápenné malty. Z důvodu dodatečného zřízení garáže byl vybourán do obvodového zdiva stavební otvor pro garážová vrata, tento otvor byl překlenut překladem z válcovaných ocelových profilů neznámého průřezu. Další stavební úpravou bylo vybourání zdí mezi garáží a dílnou, tato zeď byla nahrazena dvěma válcovanými ocelovými profily I220. Z důvodů nedostatečné délky garáže byla v nedávné době vybourána také část středové nosné zdi, kterou nahradil překlad ze tří válcovaných ocelových nosníků I180, mezi prostor byl následně vybetonován.

Stropní konstrukci suterénu tvoří válcované ocelové I-profilý I180 a širokopatní nebo žlábkové kolejnice výšky 180 mm. Tyto ocelové nosníky jsou pnuty v příčném směru objektu mezi středovou a obvodovými nosnými zdmi, pouze nad současnou dílnou a kotelnou jsou uloženy v opačném směru. Nosníky mají různé vzájemné vzdálenosti od cca 1000 mm do 1500 mm, na spodní příruby těchto ocelových nosníků je pak vybetonována železobetonová deska tloušťky cca 80 mm. Ta je vyztužena hladkou betonářskou výztuží ϕ 8mm po 150 mm předpokládané jakosti C 34 s pevností 340 MPa.

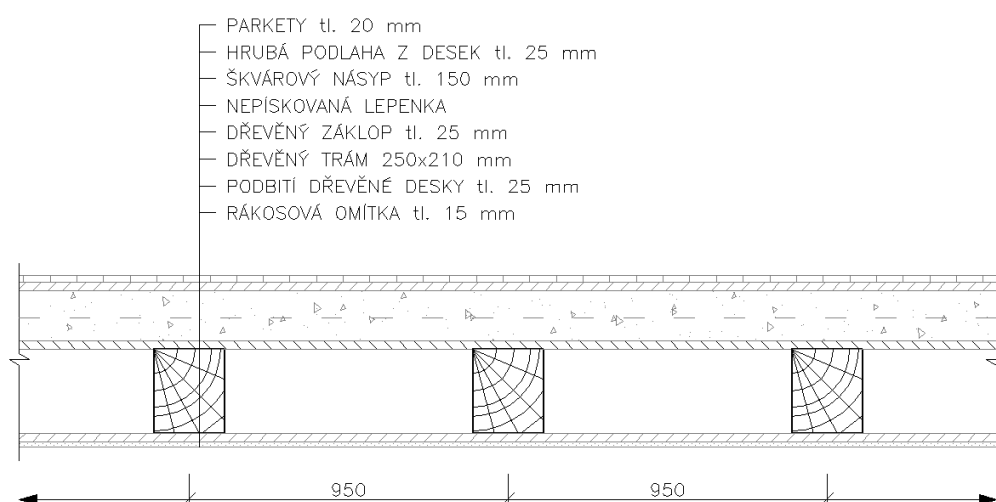


Obr. 2.3 Schéma stropní konstrukce a skladby podlahy v suterénu objektu

3.4.2 První nadzemní podlaží

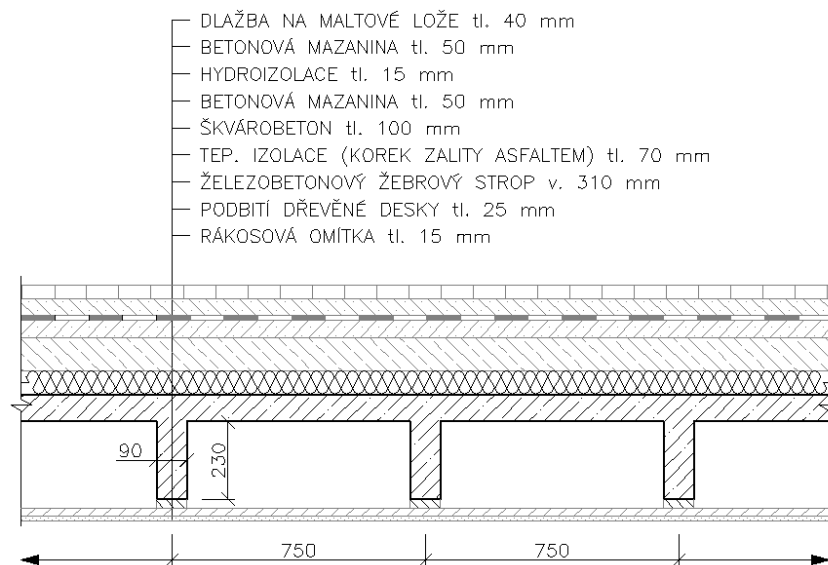
Svislé nosné zdivo je zděno z plných pálených cihel, vazba cihel je polokřížová, v zazdívaných otvorech je použito vazby běhounové. Bylo použito malty vápenné. Tloušťka zdiva je 450 mm u zdiva nosného a 150 mm u nenosných příček.

Stropní konstrukce prvního nadzemního podlaží je tvořena dvěma typy stropů. První typ stropu vyskytující se nad obývacím pokojem, obytným pokojem a kuchyní je tvořen dřevěnými trámy průřezu 250 * 210 mm, na tyto trámy je pak proveden záklop z desek vynášející skladbu podlahy. Trámy jsou u zhlaví a spojů viditelně impregnovány. Trámy jsou uloženy jako prosté nosníky v příčném směru objektu a na středové zdi jsou spojeny kramlí.



Obr. 2.4 Schéma konstrukce dřevěného trámového stropu v 1. NP a skladba podlahy

Druhý typ stropu nad jídelnou, zádveřím a šatnou je železobetonový žebrový strop. Geometrie stropu je následující: tloušťka žebra 90 mm, výška 230 mm, osová vzdálenost žebor 750 mm, tloušťka železobetonové desky 80 mm, takže celková výška nosné konstrukce stropu je 310 mm. Žebra jsou vyztužená hladkou betonářskou výztuží ϕ 16 mm a ϕ 20 mm předpokládané jakosti C 34. Třmínky jsou taktéž z hladké betonářské oceli ϕ 5 mm. 750mm od líce podpory je prut menšího průřezu ohnut k vrchnímu povrchu a tvoří společně s třmínky součást smykové výztuže. Železobetonová deska mezi žebry je vyztužena dle dokumentace hladkou betonářskou výztuží ϕ 5 mm cca po 200 mm, distanční podložky tvoří pruty výztuže ϕ 5 mm.

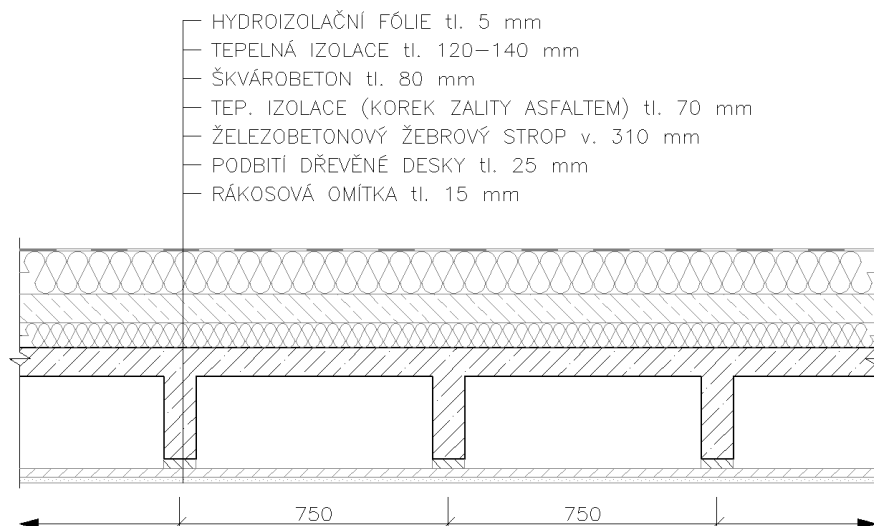


Obr. 2.5 Schéma konstrukce železobetonového žebrového stropu v 1. NP a skladby podlahy

3.4.3 Druhé nadzemní podlaží

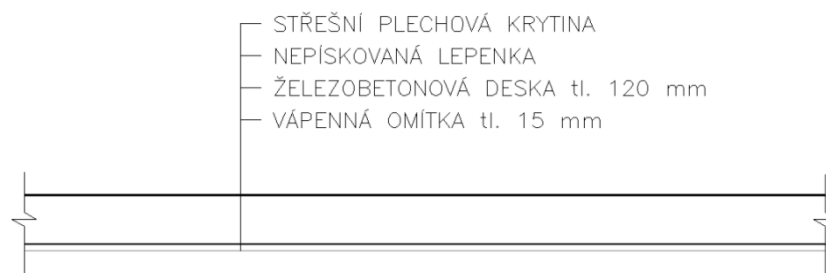
Svislé nosné zdi jsou většinou z plných pálených cihel kladených do polokřížové vazby na vápennou maltu, u zazdívaných otvorů do vazby běhounové. Většina nosných zdí je tloušťky 450 mm. Zeď mezi krytou terasou a prostorem schodiště je zděná z dutých cihel a její tloušťka je 300 mm. Jelikož jsou příčky nad dřevěným trámovým stropem, jsou uloženy na obrácené širokopatní kolejnice výšky přibližně 140 mm, které mají většinu tíhy přenést do nosných zdí. Tloušťka příček je 100 mm a jsou zděny na maltu cementovou.

V druhém nadzemním podlaží byly provedeny taktéž dva druhy stopů, oba železobetonové. Prvním typ je žebrový strop stejných parametrů jako v prvním patře, pouze u větších rozponů je použita jiná výztuž a to 2 x ϕ 22 mm. Stejně jako v prvním patře je pnut v příčném směru objektu a osové vzdálenosti žeber jsou taktéž 750 mm. Strop prochází přes střední nosnou zeď, takže zde vyvstávala otázka, zda žebra nepůsobí jako spojitě nosníky. Po prozkoumání původního statického výpočtu, se dospělo k závěru, že obě části stropu působí samostatně jako prosté nosníky, jelikož jsou zde obě části počítány zvlášť a nebyla nalezena jakákoliv betonářská výztuž, která by případný nadpodporový moment vykrývala.



Obr. 2.6 Schéma konstrukce železobetonového žebrového stropu
v 2. NP a skladby podlahy

Druhým typem stropu je železobetonová deska nad schodišťovým prostorem a krytou terasou. Obě tyto desky jsou pnuty v podélném směru objektu, deska nad schodištěm působí jako prostý nosník a deska nad krytou terasou jako prostý nosník s převislým koncem, který tvoří římsu. Deska nad schodištěm, jejíž tloušťka je 120 mm, je vyztužena hladkou betonářskou výztuží ϕ 10 mm přibližně po 80 mm, krytí zajišťovaly pruty výztuže ϕ 5 mm. Deska nad krytou terasou tloušťky 120 mm je vyztužena střídavě hladkou betonářskou výztuží ϕ 8 mm a ϕ 6 mm, vzdálenost prutů je přibližně 150 mm.



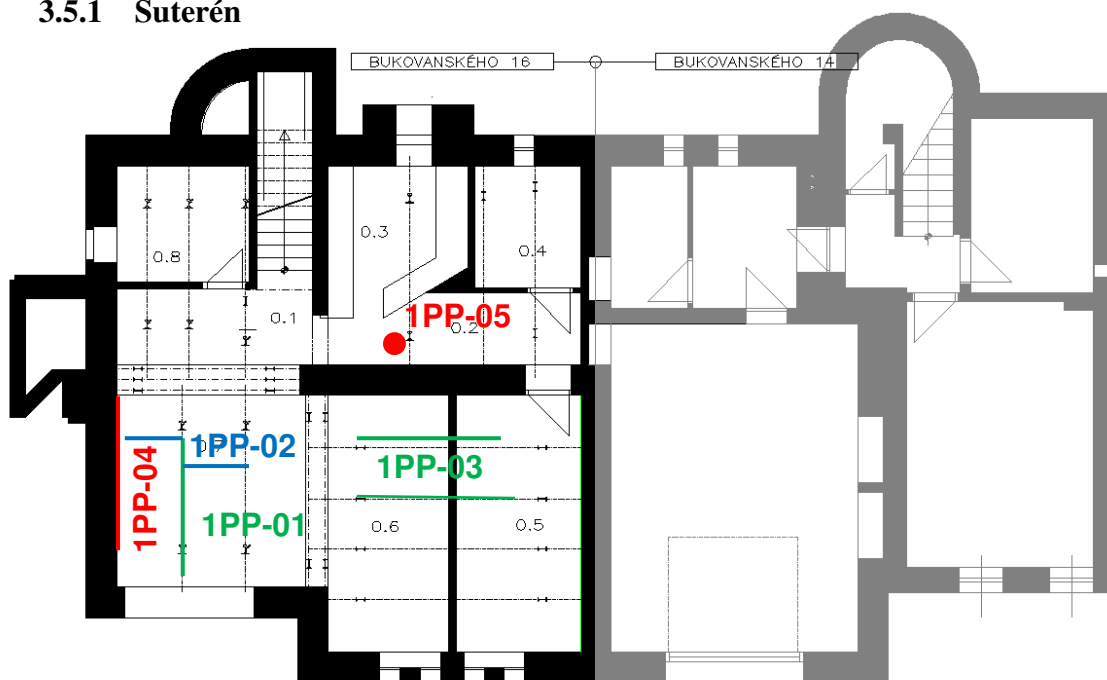
Obr. 2.7 Schéma konstrukce železobetonového
deskového stropu v 2. NP

Místnost nad schody je z cihelného zdiva z plných pálených cihel kladených na vápennou maltu, tloušťka zdiva je 300 mm. Strop nad touto místností je tvořen železobetonovou deskou tloušťky 120 mm a je vyztužen hladkou betonářskou výztuží ϕ 10 mm po vzdálenostech prutů přibližně 70 mm.

3.5 Průzkum objektu

V době průzkumu bylo započato s bouracími pracemi před rekonstrukcí. Byla odstraněna většina příček, byla odstraněna větší část vnitřních omítek a také většina skladeb podlahy. Proto bylo možné si většinu konstrukcí detailně prohlédnout.

3.5.1 Suterén



Obr. 2.8 Lokalizace poruch v suterénu objektu

Trhlina 1PP-01

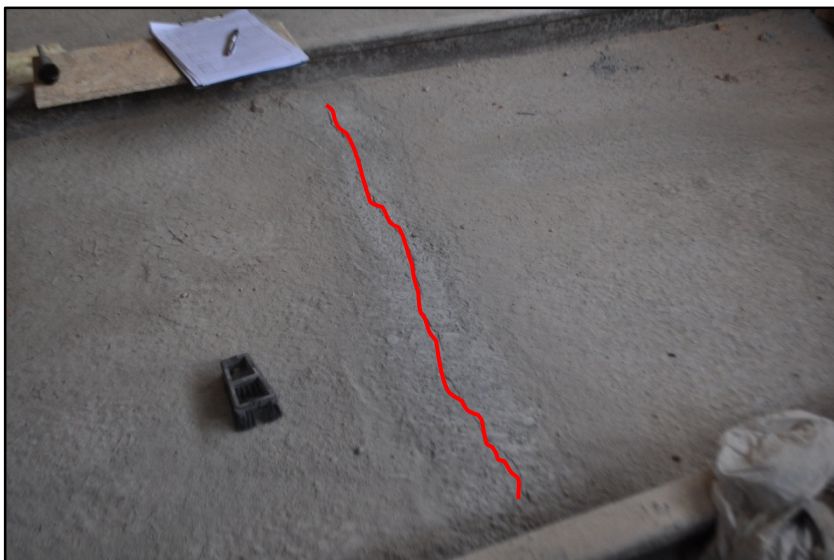
jedná se o trhlinu v omítce stropu v garáži. Trhlina se otevřela pod ocelovým nosníkem tvořeným obrácenou kolejnicí výšky 180 mm, táhne se téměř po celé délce nosníku od garážových vrat. Asi metr od uložení na železobetonový překlad se trhlina ztrácí a kolmo na ni navazuje jedna z trhlin popsanych jako 1PP – 02. Tloušťka trhliny v omítce na spodní straně desky je maximálně 0,5 mm. Podélná trhlina pod nosníkem je pravděpodobně způsobena průhybem nosníku a vzájemným posunem nosníku a železobetonové desky.



Obr. 2.9 Trhlina 1PP-01

Trhliny 1PP-02

jedná se o trhliny v železobetonové desce stropní konstrukce nad garáží. Tyto trhliny jsou kolmé na ocelové nosníky. Tloušťka trhlin je až 3 mm a je viditelná jak v omítce na spodním líci desky, tak na její vrchní straně.



Obr. 2.10 Trhlina 1PP-02

Jelikož se tyto trhliny

táhnou rovnoběžně se směrem pnutí desky a směrem hlavní výztuže je nepravděpodobné, že by se jednalo o trhliny vlivem nedostatečné únosnosti desky. Pokud by se mělo jednat o trhliny vlivem nedostatečné únosnosti, byly by tyto trhliny spíše kolmé na směr hlavní výztuže. Pravděpodobně se jedná o trhliny vzniklé vlivem smršťování betonu a také vlivem teplotních změn.

Trhliny 1PP-03

jedná se o trhliny v omítce stropu nad dílnou a kotelnou, podél ocelových profilů I180. Jedná se o stejný typ trhliny jako v 1PP-01, je zde také zřetelné nejen příčné rozevírání trhliny, ale také podélný posuv obou hran trhliny. Šířka trhlin je v rozmezí 0,1 - 1,4 mm a vodorovný posuv je přibližně 1,5 mm. Tyto trhliny jsou nejzřetelnější pod profily blíž k středové nosné zdi, směrem k obvodové zdi se tyto trhliny ztrácejí a nejsou patrné.



Obr. 2.11 Trhlina 1PP-03

Trhlina 1PP-04

trhlina podél západní obvodové zdi v železobetonové desce nad garáží. Trhlina je přibližně 200 mm od líce zdi v prvním nadzemním podlaží a je viditelná pouze na horním povrchu desky. Šířka trhliny je přibližně od 0,1 – 1,4 mm. Tato trhlina je způsobena rozdílnou tloušťkou zdiva v suterénu a prvním nadzemním podlaží, proto došlo při průhybu ocelového nosníku k vytvoření záporných momentů, jelikož na toto působení není deska vyztužena, došlo k jejímu porušení a vzniku trhliny.



Obr. 2.12 Trhlina 1PP-04

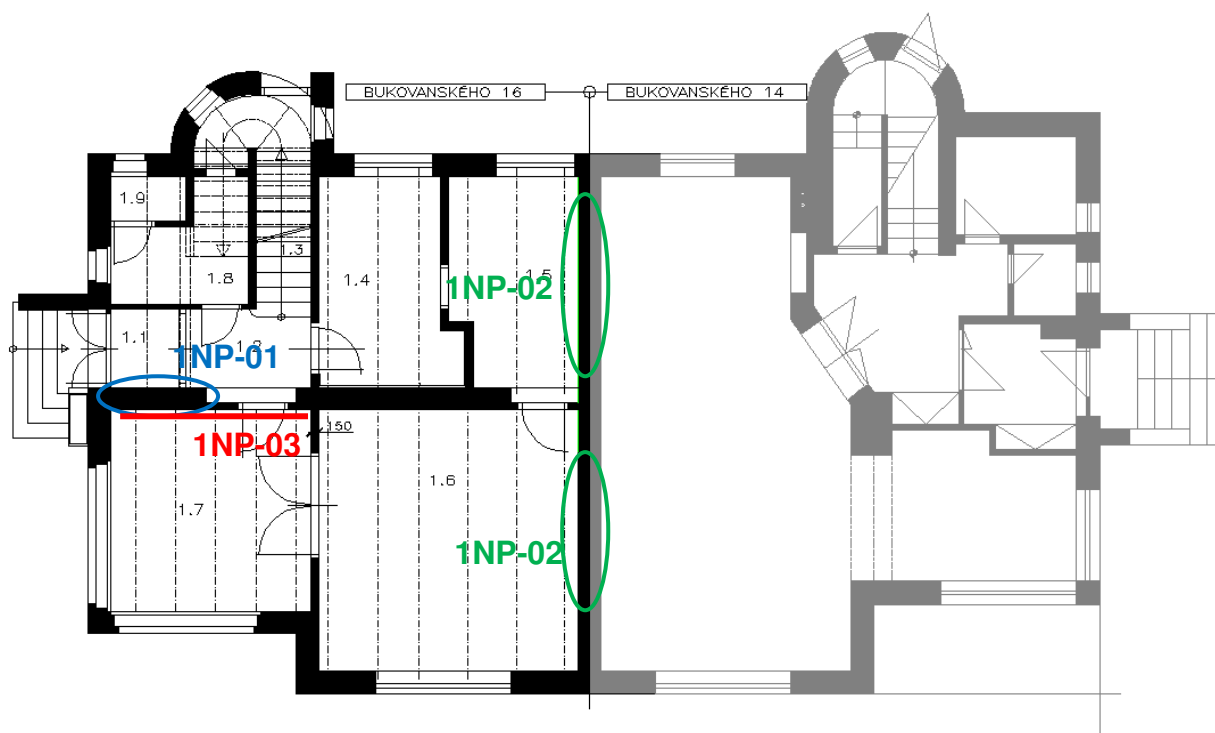
Vada 1PP-05

jedná se otvor v železobetonové desce stropu nad nynější chodbou v prostoru před krytem. Tento otvor je oválného tvaru a má rozměry přibližně 140 x 230 mm. V tomto otvoru jsou vidět dvě betonářské výztuže průměru 8 mm, tyto výztuže jsou ve vzdálenosti přibližně 140 mm a obě jsou přerušeny. Tento otvor pravděpodobně vznikl pro prostup rozvodů vody nebo plynu deskou do prostoru kuchyně.



Obr. 2.13 Trhlina 1PP-05

3.5.2 První nadzemní podlaží



Obr. 2.14 Lokalizace poruch v 1. NP objektu

Trhlina 1NP-01

trhlina se nachází ve svislém zdivu středové nosné zdi v jídelně. Šířka trhliny je až 2 mm, jedná se o šikmou trhlinu s úhlem 30° kopírující polokřížovou vazbu zdiva. Tato trhlina je docela čerstvá. Pravděpodobně vznikla po vybourání části středové zdi a jejím nahrazení novým nosným průvlakem. Po zabudování průvlaku došlo po odstranění pomocných stojek k dosednutí zdiva na průvlak a k následnému průhybu průvlaku. Tímto vlivem se ve zdivu vytvořili tahové napětí mezi částí zdiva, která dosedla na průvlak a částí zdiva, jejíž zatížení bylo přeneseno do přilehlého obvodového zdiva.



Obr. 2.15 Trhlina 1NP-01

Změna 1NP-02

jedná se o čtyři zazděné otvory, které původně spojovaly obě části domu. Tyto otvory jsou světlostí 2400 mm, 750 mm, 1500 mm a 900 mm, jsou zazděny dvěma zdi z cihel tloušťky 150 mm kladených do běhounové vazby. Vazba tohoto zdiva je pravidelná a je zasekána do stávajícího zdiva. Vyplnění



Obr. 2.16 Zazděný otvor v obývacím pokoji v 1. NP

ložných a styčných spár vápennou maltou je dobré, pouze ložné spáry nejsou v jedné vodorovné rovině, ale jsou značně pokřiveny. Nad těmito otvory jsou železobetonové překlady většinou se zabetonovaným ocelovým profilem.

Trhliny 1NP-03

tyto trhliny se nachází v desce žebrového stropu v jídelně podél střední nosné zdi. Trhliny mají šířku až 1,8 mm a nachází se mezi všemi žebry v místech napojení desky do železobetonového věnce. Tyto trhliny jsou částečně prokopírovány i do žeber, ale směrem ke spodní části žebra se



Obr. 2.17 Trhlina 1NP-03

ztrácejí. Příčina těchto trhlín může být dvojitá, buďto jsou to smykové trhliny, jelikož deska není ve směru rovnoběžně s žebry dostatečně vyztužena nebo je to volbou špatného statického modelu konstrukce při výpočtu stropu. Ten byl totiž původně počítán jako prostý nosník, ale pokud vezmeme v úvahu, že je strop zatažen do věnce a ten je přitížen zdivem v dalším patře, čímž tato konstrukce zabraňuje volnému pootočení, se kterým je počítáno právě u prostého nosníku. Podle toho, jak je pootočení zabráněno by se spíše mohlo jednat o pružné vetknutí v krajním případě o plné vetknutí, čímž by v nosníku vznikala nadpodporový záporný moment, na který není nosník dimenzován.

Vada 1NP-04

v typu železobetonového žebrového stropu jsou znatelná štěrková hnízda. Na kamenivu je znatelné obalení cementovým tmelem, ale mezery mezi nimi již nejsou vyplněny cementovým tmelem s menší frakcí kameniva. Tato štěrková místa se nacházejí v žebrech, které se pravděpodobně hůř hutnily, v desce takovéto vady nebyly znatelné. Tato vada byla zaznamenána také ve stropní konstrukci v druhém nadzemním podlaží.



Obr. 2.18 Vada 1NP-04

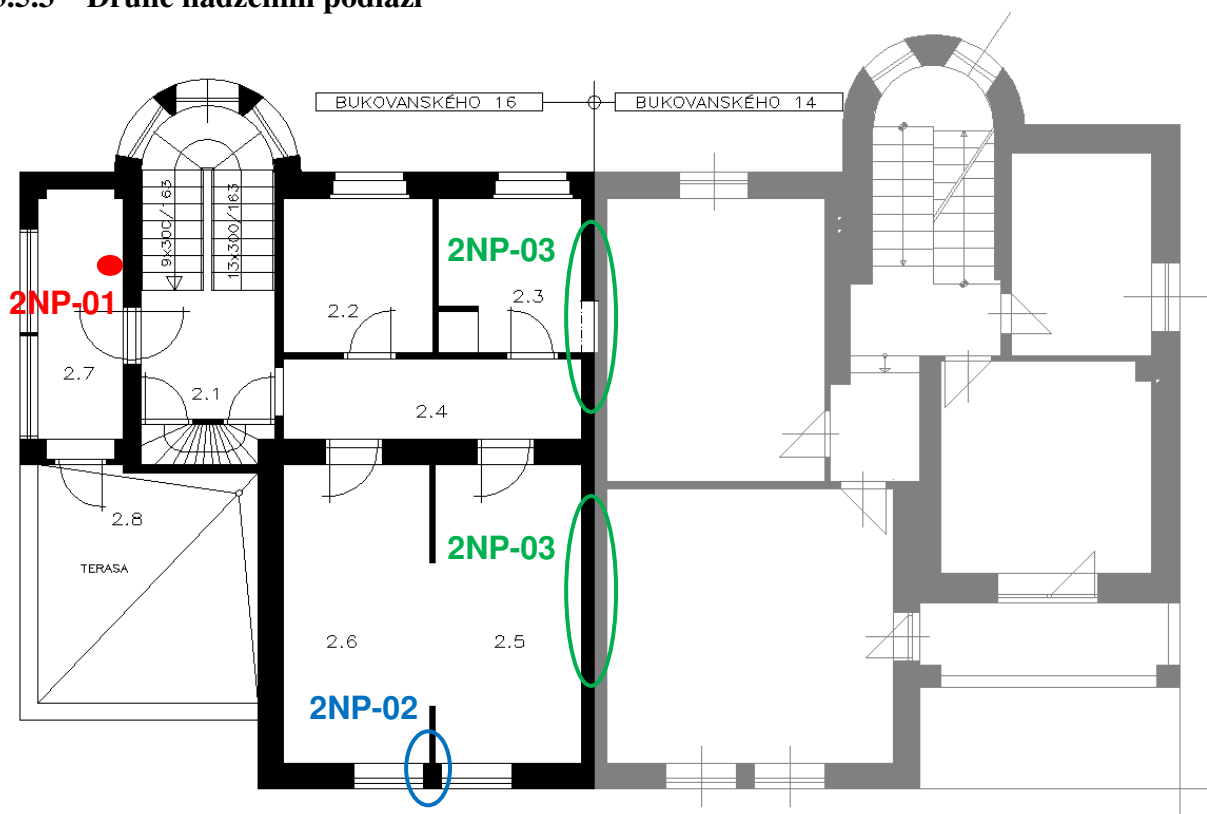
Vada 1NP-05

v železobetonovém stropu je v některých místech patrné nedostatečné krytí výztuže, tuto výztuž tvoří převážně třmínky v žebrech. Povrch výztuže je mírně zkorodovaný, ale koroze není v takovém stádiu, že by zapříčiňovala odprýskání vrstvy betonu. Tato vada byla znatelná také ve stropní konstrukci v druhém nadzemním podlaží.



Obr. 2.19 Vada 1NP-05

3.5.3 Druhé nadzemní podlaží



Obr. 2.20 Lokalizace poruch v 2. NP objektu

Porucha 2NP-01

v železobetonové desce stropu nad krytou terasou je znatelná obnažená betonářská výztuž. Jedná se konkrétně o konec výztuže určený k jejímu zakotvení do betonu. Betonářská výztuž nebyla kryta dostatečnou vrstvou



Obr. 2.21 Trhlina 2NP-01

betonu, z tohoto důvodu a z důvodu zvýšené vlhkosti v místnosti došlo ke značnému rozvoji koroze. Koroze nabyla na objemu tak, že zapříčinila odprýsknutí krycí vrstvy betonu.

Vada 2NP-02

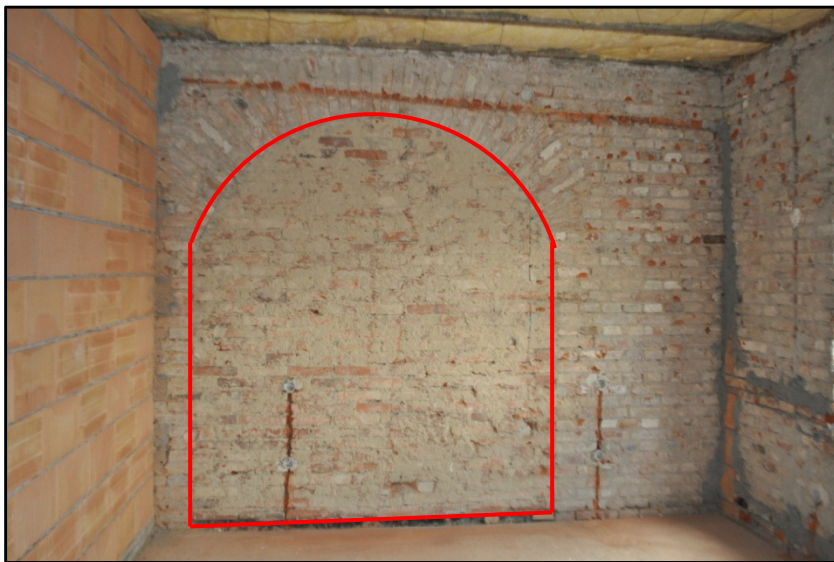
jedná se o značné porušení meziokenního pilíře v ložnici. Při demoličních pracích při odstranění zbytku příčky, která byla zakotvena do tohoto pilíře, došlo k jeho značnému oslabení. Tento pilíř neslouží jako podpora pro nadokenní železobetonový překlád, takže jeho oslabení nemá větších účinků na únosnost překládu.



Obr. 2.22 Trhlina 2NP-02

Změna 2NP-03

jedná se o tři zazděné otvory, které původně spojovaly obě části domu. Tyto otvory jsou světlostí 2400 mm, 700 mm a 1050 mm, jsou zazděny dvěma zdmi z cihel tloušťky 150 mm kladených do běhounové vazby.



Obr. 2.23 Zazděný otvor v ložnici v 2. NP

Vazba tohoto zdiva je pravidelná a je zasekána do stávajícího zdiva. Vyplnění ložných a styčných spár vápennou maltou je dobré, pouze ložné spáry nejsou v jedné vodorovné rovině, ale jsou značně pokriveny. Nad největším otvorem je cihelná klenba a nad ostatními dvěma je železobetonový překlád.

3.6 Zdivo

Při prohlídce zdiva nebyly, kromě trhliny 1NP-01, zjištěny závažnější poruchy. Ložné i styčné spáry byly většinou zcela vyplněny maltou a cihly byly kladeny do pravidelné vazby. Při vizuální prohlídce zdivo nevykazovalo žádné známky zvýšené vlhkosti. Pro zjištění pevnosti malty bylo použito metody lokálního porušení Kučerovou vrtačkou a pro zjištění pevnosti plných pálených cihel metody Schmidtova tvrdoměru.

3.6.1 Cihly

Pro zjištění pevnosti cihel bylo použito Schmidtova tvrdoměru LB. V době provádění měření bylo již zdivo zbaveno veškeré omítky, což značně usnadnilo práci. Na různých místech objektu bylo náhodně vybráno celkem 32 cihel pro zkoušení, povrch těchto cihel byl očištěn od zbytků malty a obroušen tak, aby se dala provést zkouška. Na každé zkušební cihle bylo provedeno 10 měření a hodnoty jednotlivých odrazů byly zaznamenávány a později vyhodnoceny.



Obr. 2.24 Provádění měření Schmidtovým tvrdoměrem

Pro upřesnění pevnosti zjištěné pomoci Schmidtova tvrdoměru bylo odebráno z konstrukce 15 cihel, které byly podrobeny zkoušení v laboratoři. Tyto vzorky byly očištěny, zváženy a byly změřeny jejich rozměry. Cihly byly většinou formátu 290 x 140 x 65 mm se značnými tolerancemi. Barva cihel byla od tmavě oranžové po tmavě červenou až hnědou, což předpovídalo kvalitně vypálené cihly.

Tyto cihly byly v laboratoři upnuty do hydraulického lisu na přibližně 1/10 předpokládané pevnosti a byla na nich provedena zkouška Schmidtovým tvrdoměrem LB. Na každé cihle bylo provedeno 10 odrazů, které byly řádně zaznamenány a vyhodnoceny, takto byla zjištěna pevnost cihel v tlaku s nezaručenou přesností. Poté byly cihly v lisu zatěžovány až do jejich rozdrčení, čímž byla zjištěna síla nutná k jejich porušení. Při jednoduchém výpočtu byla zjištěna skutečná pevnost cihel. Tyto dvě pevnosti byly mezi sebou porovnány a na základě normy ČSN 73 1370 byl vypočten upřesňující součinitel α .



Obr. 2.25 Vzorek po porušení v lisu

Výběrová průměrná pevnost v tlaku cihel byla, na základě měření zpracovaných v příloze D, stanovena na 29,7 MPa. Byl také vypočítán dolní 5% kvantil pevnosti cihel v tlaku a vyšla hodnota 23,9 MPa.

3.6.2 Malta

Pevnost malty byla zkoušena ruční Kučerovou vrtačkou. Pro toto zkoušení bylo vybráno 20 zkušních spár. Jednalo je o ložné spáry a všechny byly upraveny dle technologického postupu. Byla odstraněna zbylá vrstva omítky a zkarbonatované malty zhruba do hloubky 20 mm od líce zdiva a na každém místě byly vyvrtány předepsaným postupem tři vývrty, hloubky vývrtů byly změřeny posuvným měřítkem. Pouze na dvou místech bylo nutné vyvrtat i čtvrtý opravný vývrt. Průměry platných vývrtů z každého zkušebního místa byly pomocí kalibrační křivky pro ruční Kučerovu vrtačku převedeny na hodnoty pevnosti malty v tlaku.



Obr. 2.25 Provádění zkoušky Kučerovou vrtačkou

Vyhodnocení zkoušky je uvedeno v příloze C. Po statistické analýze souboru výsledků vyšlo, že malta má výběrovou průměrnou pevnost v tlaku 0,56 MPa.

3.7 Beton

Pro vyhodnocení pevnosti betonu bylo použito tvrdoměrných metod s upřesněním na jádrových vývrtech. Z tvrdoměrných metod bylo vybráno měření Schmidtovým tvrdoměrem typu L a N. Záměrně bylo použito těchto dvou měření, jelikož tloušťky železobetonových prvků byly na hranici pro použití obou dvou tvrdoměrů a bylo zamýšleno kromě vyhodnocení pevností betonu, také vzájemné porovnání výsledků obou typů Schmidtových tvrdoměrů.

3.7.1 Metoda Schmidtova tvrdoměru

Pro měření bylo vybráno na železobetonových konstrukcích objektu 33 zkušebních míst. Tato místa byla upravena rotační bruskou na beton s diamantovým kotoučem tak, aby byla zřejmá struktura betonu a byla částečně odstraněna zkarbonatovaná vrstva betonu. Poté bylo na takto upravených místech provedeno deset měření každým typem tvrdoměru, hodnoty byly pečlivě zaznamenávány.



Obr. 2.26 Zkušební místo připravené pro provádění tvrdoměrné metody

Hodnoty odrazů byly vyhodnoceny a převedeny, na základě postupu uvedeného v ČSN 73 1373, na pevnost betonu v tlaku s nezaručenou přesností.

Při vyhodnocení sady měření pomocí Schmidtova tvrdoměru typu N bylo nutno, v důsledku velkého rozptylu hodnot odrazu, většinu měření vyloučit. Proto bylo celé toto měření zamítnuto a nebylo s ním při výpočtu pevnosti betonu uvažováno, ani nebylo provedeno zamýšlené porovnání obou typů tvrdoměrů.

3.7.2 Jádrové vývrty

Jádrové vývrty pro upřesnění nepřímých tvrdoměrných metod byly odebrány z železobetonového věnce mezi žebry žebrového stropu nad jídelnou v prvním nadzemním podlaží. Na tomto místě byly odvrtány celkem tři jádrové vývrty V1 – V3 průměru 50 mm, ze kterých pak bylo vytvořeno 5 zkušebních vzorků.

Pro zajímavost byly také odebrány dva jádrové vývrty V4 – V5 ze stěn krytu v suterénu objektu. Jelikož byl kryt dobudován až za války, byla zde zřejmá jiná receptura čerstvého betonu, proto nebylo možné tyto jádrové vývrty zahrnout do upřesnění tvrdoměrných metod. Tyto vývrty byly průměru 75 mm a jejich rozřezáním byly vytvořeny 4 zkušební vzorky.

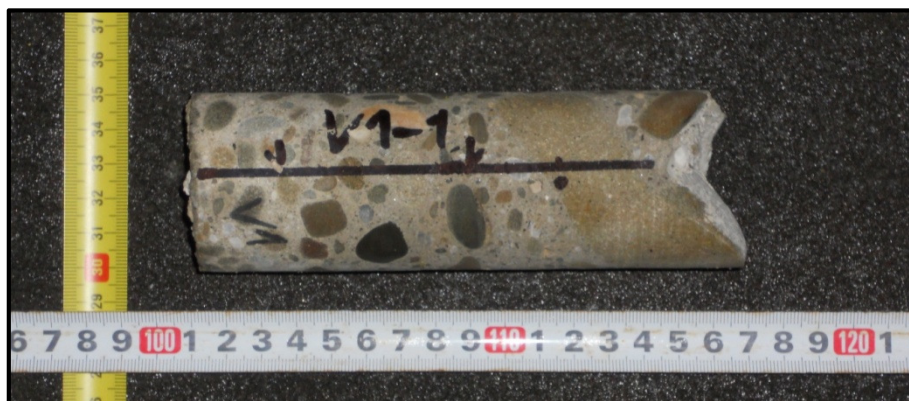


Obr. 2.27 Provádění jádrového vývrtu v krytu

Popis jádrových vývrtů

V1 – průměr 50 mm, délka přibližně 160 mm, těžené kamenivo, maximální velikost zrna až 60 mm, ve vzorku je rovnoměrné rozložení frakcí, nechybí jak hrubé, tak drobné kamenivo, vzorek dobře hutněný, mezery mezi kamenivem vyplněny cementovým tmelem s minimem pórů, bez dutin a kaveren

Počet zkušebních těles: 1 (výška 50 mm)



Obr. 2.28 Jádrový vývrt V1 odebraný ze železobetonového žebrového stropu v 1. NP

V2 – průměr 50 mm, délka přibližně 80 mm, těžené kamenivo, maximální velikost zrna až 40 mm, rovnoměrné rozložení frakcí, nechybí jak hrubé, tak drobné kamenivo, některá zrna pravděpodobně s nevhodným tvarovým indexem, vzorek dobře hutněný, mezery mezi kamenivem vyplněny cementovým tmelem s minimem pórů, bez dutin a kaveren.

Počet zkušebních těles: 1 (výška 50 mm)



Obr. 2.29 Jádrový vývrt V2 odebraný ze železobetonového žebrového stropu v 1. NP

V3 – průměr 50 mm, délka přibližně 230 mm, těžené kamenivo, maximální velikost zrna až 45 mm, rovnoměrné rozložení frakcí, nechybí jak hrubé, tak drobné kamenivo, některá zrna pravděpodobně s nevhodným tvarovým indexem, vzorek dobře hutněný, mezery mezi kamenivem vyplněny cementovým tmelem s minimem pórů, bez dutin a kaveren, navrtaná výztuž průměru 5 mm v hloubce 120 mm, výztuž kolmo na osu vývrtu

Počet zkušebních těles: 3 (výška 50 mm)



Obr. 2.30 Jádrový vývrt V3 odebraný ze železobetonového žebrového stropu v 1. NP

V4 – průměr 75 mm, délka přibližně 310 mm, těžené kamenivo, maximální velikost zrna až 60 mm, rovnoměrné rozložení frakcí, nechybí jak hrubé, tak drobné kamenivo, vzorek málo pórovitý, bez dutin a kaveren, navrtaná výztuž průměru 5 mm v hloubce 50-120 mm, výztuž na okraji vzorku pod úhlem přibližně 40°

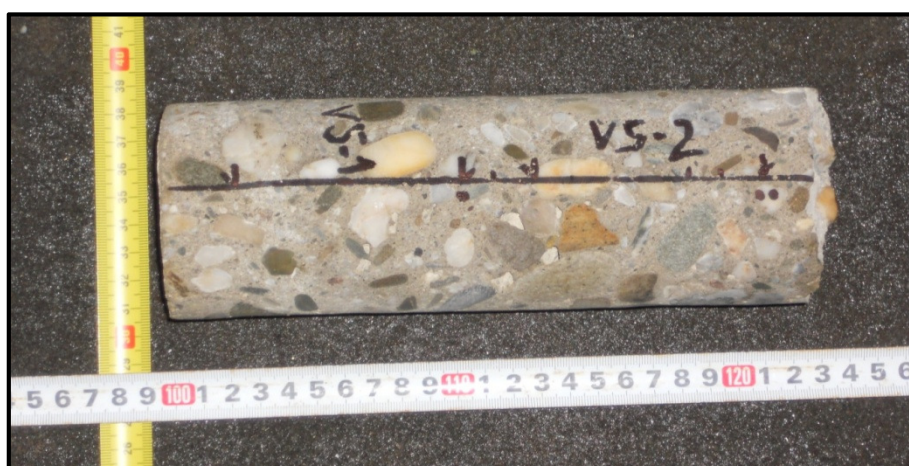
Počet zkušebních těles: 2 (výška 75 mm)



Obr. 2.31 Jádrový vývrt V4 odebraný ze železobetonového krytu v suterénu

V5 – průměr 75 mm, délka přibližně 230 mm, těžené kamenivo, maximální velikost zrna až 24 mm, rovnoměrné rozložení frakcí, nechybí jak hrubé tak, drobné kamenivo, vzorek dobře hutněný, málo pórovitý, bez dutin a kaveren

Počet zkušebních těles: 2 (výška 75 mm)



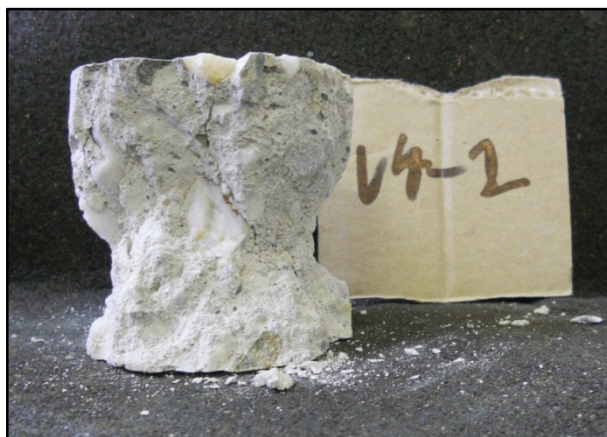
Obr. 2.32 Jádrový vývrt V5 odebraný ze železobetonového krytu v suterénu

Z nutnosti minimálního zásahu do konstrukce byly vybrány vývrty průměru 50 mm. Podmínka maximální velikosti zrna kameniva, která by měla být menší než $\frac{1}{3}$ průměru tělesa, tímto nebyla splněna. Proto se dá očekávat značné zkreslení pevnosti vlivem uspořádání kameniva ve vzorku. Například v příloze A normy ČSN EN 12504-1 zabývající se vlivem velikosti kameniva a průměru vývrtu na pevnost vývrtu je uvedeno, na základě výsledků výzkumného programu Měření a zkoušení, že pro kamenivo velikosti 40 mm byly pevnosti na vývrtech průměru 100 mm větší o 17% než na vývrtech průměru 50 mm.

Jádrové vývrty byly rozřezány diamantovou pilou s vodním chlazením na zamýšlené zkušební tělesa s výškou, která odpovídala štíhlosti rovnající se jedné. Následně byly protilehlé plochy válcových podstav zabroušeny tak, aby bylo dosaženo jejich rovinnosti. Takto upravené tělesa pak byly vloženy do hydraulického lisu a byly zatěžovány do jejich rozdrčení, čímž byla zjištěna síla při porušení vzorku. Z této síly byla vypočítána pevnost betonu v tlaku na daném vzorku. Tato pevnost byla pomocí normy ČSN 73 1317 následně převedena na pevnost základních těles, což je v případě válcové pevnosti válec o průměru 150 mm a výška 300 mm, v případě krychelné pevnosti je to krychle o hraně 150 mm.



Obr. 2.33 Zkušební vzorek V3-3 při zatěžování v lisu



Obr. 2.34 Vzorek V4-2 po rozdrčení v lisu

Výpočet charakteristické pevnosti betonu v tlaku bylo provedeno na základě metodického postupu uvedeného v normě ČSN ISO 13822. Vyhodnocení je uvedeno v příloze E, charakteristická pevnost betonu vyšla 24,7 MPa, což odpovídá pevnostní třídě C16/20 podle normy ČSN EN 206-1.

3.7.3 Betonářská výztuž

Betonářská výztuž v železobetonových stropích byla zjišťována z původní dokumentace, pomocí elektromagnetických indikátorů a také pomocí sekaných sond do konstrukce. Předmětem zájmu byl hlavně žebrový strop nad jídelnou v prvním nadzemním podlaží, u kterého bylo zamýšleno ověření únosnosti. K předběžnému zjištění výztuže byl použit Profometr 4, takto byla zjištěna poloha třmínků a byla také určena přibližná poloha ohybu jednoho prutu hlavní betonářské výztuže. Podle původního statického výpočtu bylo zjištěno, že by se v tomto stopě měly nacházet dvě výztuže průměru 16 a 18 mm.

Pro ověření této skutečnosti a zjištění stavu výztuže, bylo přistoupeno k sekané sondě přibližně v polovině nosníku. Pomocí kladívka, majzlíku a úhlové brusky s diamantovým kotoučem byla odstraněna vrstva betonu až k výztuži. Bylo zjištěno, že ve zkoumaném žeburu se nacházejí opravdu dva pruty betonářské výztuže ovšem průměru 16 a 20 mm. Povrch výztuže byl hladký bez větších známek koroze. Druhou sekanou sondou byla ověřena poloha ohybu výztuže menšího průměru, spodní ohyb se nacházel přibližně 750 mm od líce podpory a byl veden pod úhlem 45° k hornímu povrchu stropu.



Obr. 2.34 Vzorek V4-2 po rozdrcení v lisu

V původní dokumentaci nelze nalézt, jaká jakost betonářské oceli byla použita, proto byla odhadnuta na základě národní přílohy NC.3 v normě ČSN ISO 13822. Podle této přílohy by se mělo jednat o ocel jakosti C 34 s mezi pevnosti minimálně 340 MPa a dovoleným napětím 140 MPa pro tehdejší výpočty podle teorie dovolených namáhání. Návrhová hodnota pevnosti pro použití v dnešních výpočtech má být dle výše zmíněné normy uvažována hodnotou 180 MPa.

3.8 Statické posouzení

Pro statické posouzení byly vybrány dvě části konstrukce, železobetonový žebrový strop nad jídelnou v 1. NP a nový překlad v nosné zdi mezi obývacím pokojem a kuchyní také v 1. NP.

3.8.1 Železobetonový žebrový strop

U toho prvku bylo provedeno ruční statické posouzení bez použití výpočetní techniky. Posouzení se omezuje pouze na základní ověření mezního stavu únosnosti a to ohybové únosnosti v polovině rozpětí stropu a smykové únosnosti u podpory. Výpočet byl proveden na základě posouzení výseku stropu v podobě T-trámu tvořeného žebrem a přilehlou deskou. Pro potřeby výpočtu byl zvolen prutový model konstrukce, který je tvořen prostým nosníkem.

Zatížení tohoto stropu tvořila vlastní tíha, hmotnost nové skladby podlahy nad tímto stropem v 2. NP, tíha sádkokartonového podhledu s nosnou konstrukcí kotvenou do stopu a užitné zatížení v obytném pokoji nad stropem. Materiálové charakteristiky stropu byly určeny při předchozí diagnostice objektu.

Ve statickém výpočtu, uvedeném v příloze G, bylo prokázáno, že strop vyhoví při ohybové únosnosti na 73%. Smyková únosnost průřezu bez smykové výztuže byla stanovena na 96 %, jelikož byla splněna podmínka $V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$, nebylo nutné únosnost se započítáním smykové výztuže určovat. Pokud by se tato únosnost přece jen určovala, dávala by představu o celkové rezervě stropu.

3.8.2 Návrh průvlaku pro stavební úpravu

V plánech rekonstrukce objektu bylo uvažováno o propojení kuchyně s obývacím pokojem otvorem šířky 2,8 m ve středové nosné zdi. Proto bylo nutné navrhnout překlad, který by překlenul tento otvor. Po úvaze byl navržen jako vhodné řešení překlad tvořený třemi ocelovými válcovanými nosníky IPE 200 z oceli jakosti S235. Tyto nosníky budou uloženy v délce min. 150 mm na betonový roznášecí kvádr rozměrů 440 x 250 x 150 mm, jenž bude zabraňovat lokálním poruchám zdiva od překladu. Při výpočtu bylo použito prutového modelu prvku. Konstrukce byla uvažována jako prostý nosník. Výpočet byl proveden ve výpočetním programu Nexis 32, release 3.30.08.

Zatížení od konstrukcí nad překladem bylo uvažováno jako spojité. Bylo nutné vypočítat zatížení od zdiva nad překladem, stropní konstrukce a proměnného zatížení v 1.NP, zdiva v 2. NP, zatížení od střešní konstrukce a proměnného zatížení na střeše (užitné zatížení, zatížení sněhem). Každé z těchto zatížení bylo uvažováno jako jeden zatěžovací stav.

Výpočtem byla prokázána dostatečná únosnost ocelových profilů. Statický výpočet včetně posudku je k nalezení v příloze H, této práce.

4 ZÁVĚR

Diagnostika stavebních konstrukcí je do budoucna určitě perspektivní obor. Vykonávání odborné praxe v tomto oboru je velice náročné jak na množství znalosti ze všech různých oblastí i mimo stavebnictví, tak na dostatek zkušeností. A především tyto zkušenosti, jsou pro tento obor stěžejní, jelikož informace a znalosti je možno si doplnit z různých veřejně dostupných zdrojů, ale ke zkušenostem je možno se dostat jedině dlouhodobou praxí. V tomto oboru se často používá řada nedestruktivních metod, při kterých na základě měření na povrchu odvozujeme vlastnosti uvnitř materiálu a nedostatek zkušeností může vést k zcela nesprávné interpretaci výsledků.

V této práci byly zjištěny údaje nutné pro zhodnocení stavu zkoumaného objektu, který je na jeho stáří velice dobrý. I přesto, že se dům nachází na poddolovaném území a v minulosti bylo v blízkosti objektu zaznamenáno několik propadů půdy, nebylo to na objektu nijak zřetelné. Objekt byl několikrát za dobu své provozuschopnosti přestavován a tyto zásahy byly mnohdy příčinou nějaké poruchy, například vznik trhliny ve zdivu vlivem odstranění nosné zdi a jejím nahrazení překladem, pravděpodobně nedostatečné tuhosti.

Byly také diagnostickými metodami zjištěny charakteristiky materiálů a to převážně pevnosti v tlaku. Tyto vlastnosti byly taky velice dobré a je až s podivem, že u takovéto stavby menší významnosti byly práce odvedeny velice kvalitně, například při mísení betonu. Tyto poměrně kvalitní materiály měly významný podíl na kladném posudku únosnosti železobetonového žebrového stropu, který byl staticky přepočítán podle nyní platných norem. V závěru lze říci, že objekt bude svému majiteli, v případě dodržení pravidelné údržby, sloužit ještě řadu let bez větších komplikací.

5 SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

- [1] HOBST, L. a kol., *Studijní opora pro komb. st. – Diagnostika stavebních konstrukcí*, přednášky, CERM, Brno: VUT, 2005.
- [2] SCHMID, P., *Studijní opora pro komb. st. – Zkušebnictví a technologie*, stavební zkušebnictví, CERM, Brno: VUT, 2005.
- [3] BAREŠ, R. A., *Odrhová pevnost* [online], Stavebnictví a interiér 5/2002, přednášky, [cit. 18. května 2010], Dostupné na Word Wide Web: <http://www.stavebnictvi3000.cz>
- [4] ČSN ISO 13822. Zásady navrhování konstrukcí: Hodnocení stávajících konstrukcí. Praha: ČNI, 2005
- [5] ČSN 73 1373. Nedestruktivní zkoušení betonu: Tvrdoměrné metody zkoušení betonu. Praha: UNMZ, 2011.
- [6] ČSN EN 12504-2. Zkoušení betonu v konstrukcích: Část 2: Nedestruktivní zkoušení -Stanovení tvrdosti odrazovými tvrdoměry. Brusel: CEN, 2011.
- [7] ČSN EN 13791. Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a prefabrikovaných betonových dílcích. Praha: ČNI, 2007.
- [8] ČSN 73 1317. Stanovení pevnosti betonu v tlaku. Praha: UNMZ, 1986.
- [9] HILTI [online]. 2011 [cit. 2012-01-11]. Dostupné z: www.hilti.cz
- [10] Proceq [online]. 2011 [cit. 2012-01-11]. Dostupné z: www.proceq.com
- [11] CIKRLE, P., *B152-Diagnostika stavebních konstrukcí*, Laboratorní cvičení, CERM, Brno: VUT, 2005.
- [12] Bosch [online]. 2011 [cit. 2012-01-11]. Dostupné z: www.bosch.cz
- [13] Testima [online]. 2011 [cit. 2012-01-11]. Dostupné z: www.testima.cz
- [14] Coming [online]. 2010 [cit. 2012-01-11]. Dostupné z: www.coming.cz
- [15] Troxler [online]. 2007 [cit. 2012-01-11]. Dostupné z: www.bfi.cz/troxler.php